

Der Einfluß der Feinstsandaufbereitung auf den Beton des Lechkraftwerkes Rain

Von Dr.-Ing. Rudolf Kuhn, München

(Vortrag gehalten auf der 52. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V. am 27./28. April 1955 in Hamburg)

Aufgabenstellung

Es der grundlegenden Gesetze der Betontechnik, das Gesetz von Abrams, sagt aus, daß die Güteeigenschaften des Betons im wesentlichen vom Kornaufbau der Zementmischung unabhängig sind. Dazu hat Lenhard [1] ergänzend bewiesen, daß die Gültigkeit dieses Gesetzes eine vollkommene Verdichtung des Frischbetons voraussetzt. Nun ist aber der Aufwand an Verdichtungsarbeit unter sonst gleichbleibenden Bedingungen in hohem Maße vom Kornaufbau, und zwar besonders vom Feinstsand abhängig. Ein hoher Anteil an mehlfeinen Zuschlagstoffen setzt die Verarbeitbarkeit des Gemisches herab, daß der Arbeitsaufwand für die vollkommene Betonverdichtung die Grenzen der Wirtschaftlichkeit weit überschreitet. Man versucht dann in der Regel, die Verdichtungsarbeit durch mehr Bindemittel oder durch einen höheren Zementwert zu verbessern, ein Ausweg, der weder technisch noch wirtschaftlich befriedigt. Es erweist sich in solchen Fällen als zweckmäßiger, den Feinstsand aufzubereiten und von den abbaubaren Bestandteilen zu befreien, um dann mit einem höheren Wasserzementwert einen gut verarbeitbaren Beton zu erhalten [2] [3].

Verfahrenen mit Feinstsand

Prinzip der Feinstsandaufbereitung wurde im mitteleuropäischen Raum wohl zum ersten Male beim Bau der Tauernkraftwerke in Kaprun angewendet. Die dort erzielten Erfolge erregten dazu, das Verfahren auch beim Bau des Donaukraftwerkes Jochenstein und neuerdings bei größeren Talsperrenbauten in der Schweiz anzusetzen.

Bei der Rhein-Main-Donau AG. trat diese Frage auf, als sie neben ihren Baustellen am Main auch in ihrem Konzessionsgebiet am Unteren Lech Kraftwerke zu errichten. In der Beton-technik dieser Wasserbaustellen mit vorwiegend unbewehrtem oder gering bewehrtem Massenbeton tritt die Druckfestigkeit als maßgebend in den Hintergrund. Ausschlaggebend für die Beurteilung des Betons ist seine Wasserundurchlässigkeit; ein Beton, der diesen Anforderungen an seine Dichtigkeit genügt, weist auch eine ausreichende Festigkeit auf, die das geforderte Maß stets bei weitem überschreitet. Bei den Güteprüfungen des Betons stellte sich bald ein deutlicher Unterschied zwischen den Baustellen am Main und denjenigen am Lech heraus. Vergleichen wir zwei Stauformen als typische Vertreter

in ihren Gebieten, die Stufen Oberpeiching am Lech und Goßmannsdorf am Main oberhalb Würzburg, so stimmen ihre Sieblinien im genormten Bereich ab 0,2 mm nahezu miteinander überein (Bild 1); auch der Feinstsandgehalt 0/0,2 mm ist mit 4,3% und 4,6% praktisch der gleiche. Als Bindemittel wurde in Goßmannsdorf ein Gemisch aus Portlandzement und Thurament zu gleichen Teilen verwendet (Bild 2). In Oberpeiching wurde das Gemisch aus Eisenportlandzement und Thurament so zusammengesetzt, daß der Klinkergehalt mit dem von Goßmannsdorf übereinstimmt. Trotz des geringfügigen Gewichtsunterschiedes können also die beiden Bindemittelzugaben im Rahmen dieser Betrachtungen als gleichwertig angesehen werden.

Zur Erzielung der gleichen Verarbeitbarkeit erforderte Goßmannsdorf als Wasserbindemittelwert 0,47, Oberpeiching dagegen

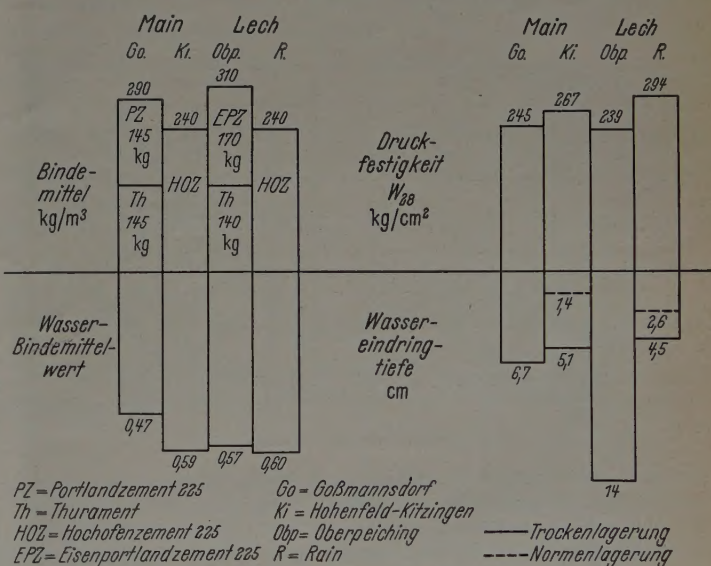


Bild 2. Beton-Kennwerte

trotz der größeren Bindemittelmenge 0,57. Dieser Unterschied machte sich in der Druckfestigkeit nur wenig bemerkbar, beeinflusste aber die Wasserdichtigkeit erheblich; einer mittleren Wassereindringtiefe von nur 6,7 cm in Goßmannsdorf steht ein Wert von 14 cm in Oberpeiching gegenüber.

Die geringere Wasserdichtigkeit des Betons am Lech gegenüber den Stufen am Main veranlaßte eingehende Untersuchungen über die Ursache. Ein Wechsel der Bindemittelart, Anwendung von Betonzusatzmitteln, Veränderungen der Siebkurven im Normenbereich sowie Erhöhungen der Bindemittelmengen brachten wohl kleine Verbesserungen, aber keinen durchgreifenden Erfolg.

Die Ursache lag vielmehr in erster Linie im Kornaufbau des Feinstsandes unter 0,2 mm (Bild 3). Am Main weist diese Korngruppe nur 15% unter 0,1 mm auf, während die Kurve des am Lech verwendeten Materials bei 0,1 mm mit über 55% und noch bei 0,05 mm mit nahezu 30% gekennzeichnet ist. Eine gut verarbeitbare Mischung mit diesem hohen Gehalt an mehlfeinem Korn erforderte den hohen Wasserzementwert, dem der beobachtete Güteabfall zuzuschreiben ist.

Eine grundlegende Verbesserung war demnach nur durch eine Entfernung dieser mehlfeinen Anteile zu erwarten. Dies ist auf

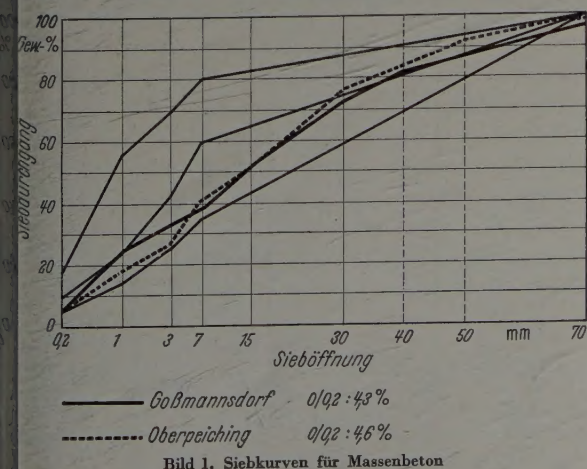


Bild 1. Siebkurven für Massenbeton

der Baustelle des Kraftwerkes Rain unterhalb Oberpeiching geschehen, und zwar mit überraschend gutem Erfolg.

Da in Rain mit Hochofenzement gearbeitet wird, ist es notwendig, in einem Vergleich noch eine Mainbaustelle mit Hochofenzement, z. B. Hohenfeld-Kitzingen, heranzuziehen (Bild 2). Goßmannsdorf mit 290 kg Portlandzement-Thurament-Gemisch und Kitzingen mit 240 kg Hochofenzement besitzen praktisch die gleiche Festigkeit und die gleiche Wasserdichtigkeit; es ist also zulässig, die Betone dieser beiden Baustellen hier auf eine Stufe zu stellen. Zur Erzielung der gleichen Verarbeitbarkeit war in Goßmannsdorf ein Wasserbindemittelwert von 0,47 notwendig; in Kitzingen mußte er mit Rücksicht auf die geringere Zementleimmenge auf 0,59 heraufgesetzt werden. Das heißt aber, daß in Rain mit dem gleichen Feinstsand wie in Oberpeiching der Wasserzementwert annähernd in demselben Verhältnis von 0,57 auf 0,70 hätte gesteigert werden müssen.

Nach der oben erwähnten Verbesserung der Feinstsandkurve war es jedoch in Rain möglich, mit dem nahezu gleichen Wasserzementwert wie in Kitzingen zu arbeiten. Der Erfolg war, daß die Wassereindringung nicht nur auf den Wert von Kitzingen zurückging, sondern sogar die geringste Tiefe der ganzen Vergleichsgruppe erreichte, wobei übrigens die Festigkeit auf den höchsten Wert dieser Gruppe stieg.

3. Versuchsergebnisse mit Feinstsand

Die hier aufgezeigten Betonkennwerte sind bei den laufenden Prüfungen des Bauwerksbetons ermittelt worden. Bauverfahren

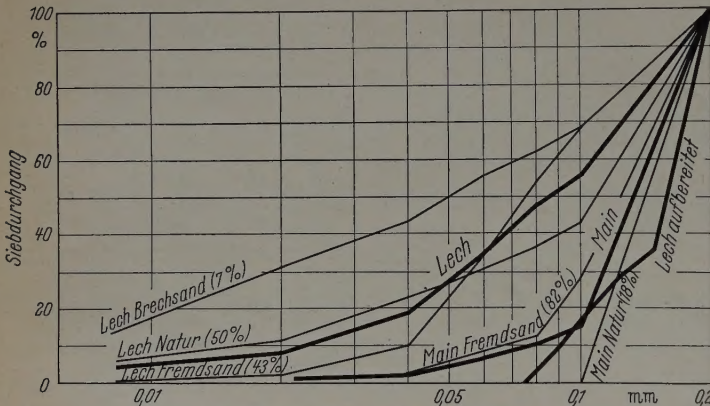


Bild 3. Kornaufbau des Feinstsandes

gewinnen ihren vollen Wert aber erst dann, wenn sie analysiert und in ihren Zusammenhängen geklärt werden; nur so ist es möglich, sie voll auszuschöpfen und richtig auf spätere Aufgaben anzuwenden. Aus diesem Grunde wurden auch hier im Laboratorium die Zusammenhänge zwischen Wasserzementwert, Verarbeitbarkeit und Feinstsandgehalt dargestellt und untersucht¹⁾. Von diesen drei Begriffen ist der Wasserzementwert klar bestimmt. Auch die Verarbeitbarkeit kann über die augenscheinliche Beurteilung hinaus mit dem Powers-Gerät oder mit dem Rüttelprüfgerät abgegrenzt werden. Der Feinstsand aber ist in diesen Zusammenhängen durch die Siebkurve allein nicht ausreichend gekennzeichnet; deshalb soll zur Ergänzung hier noch die Oberfläche der Zuschlagstoffe herangezogen werden. Die Oberfläche ist zwar kein allgemein gültiger Maßstab; sie erfaßt nur die Geometrie des Zuschlagstoffes, nicht aber seine physikalischen und chemischen Eigenschaften, die sicher eine gewisse Rolle spielen. Dagegen ist die zu benutzende Oberfläche ein wesentliches Merkmal des Wasseranspruches der Zuschläge [4].

Die Oberfläche der absiebbaren Zuschlagstoffe wird zweckmäßig auf rechnerischem Wege ermittelt (Bild 4). Das Verhältnis von Oberfläche zu Inhalt von $6/d$ bei der Kugel steigt bei anders geformten Körpern gleichen Rauminhalts auf den 1,2- bis 1,4-fachen Wert

¹⁾ Die hier dargestellten Zusammenhänge sind nur ein kleiner Ausschnitt aus dem Gebiet der Feinstsandtechnik, die noch stark in der Entwicklung begriffen ist und bedeutsame Möglichkeiten zur Verfeinerung und Verbesserung der Betontechnik eröffnet, z. B. [10].

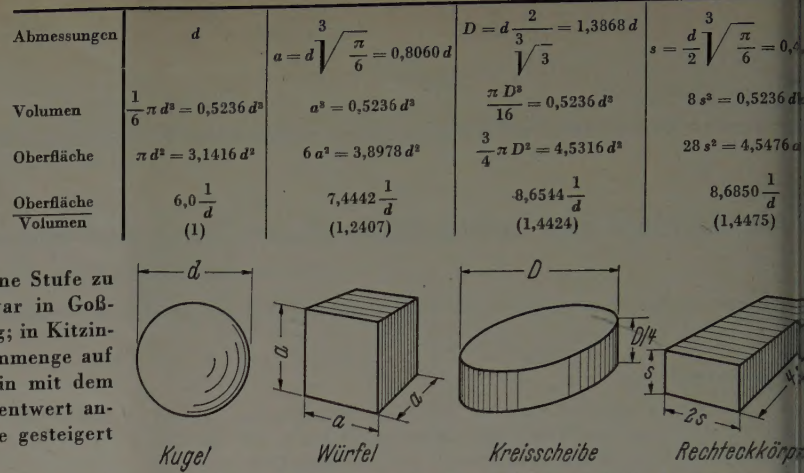


Bild 4. Die spezifische Oberfläche in Abhängigkeit von der Kornform

an; 1,3 sei als Mittelwert dieses Formfaktors gewählt²⁾. spezifische Oberfläche O_s , d. i. das Verhältnis von Oberfläche Gewichtseinheit (Bild 5), steigt mit abnehmendem Korndurchmesser außerordentlich rasch an, so daß sie, bezogen auf den Durchmesser nur im logarithmischen Koordinatensystem klar dargestellt werden kann.

Für die praktische Berechnung der Oberfläche betrachten wir den Verlauf der Sieblinie innerhalb einer üblichen Kornstufe d_i bis d_k .

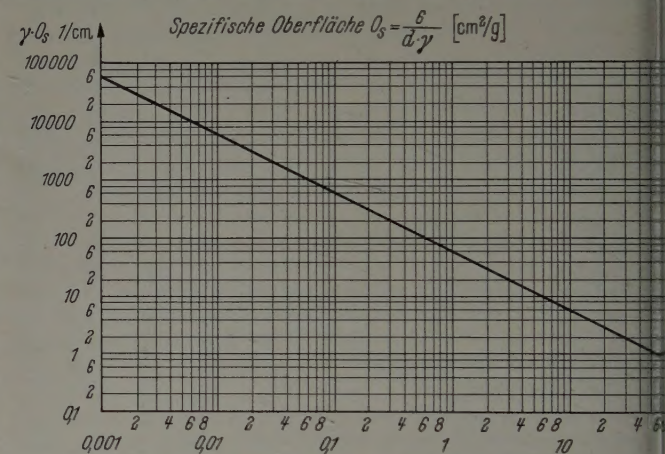


Bild 5. Die spezifische Oberfläche kugelförmiger Körner

geradlinig (Bild 6). Dem Bereich d_i bis d_k entspricht ein Gewichtsanteil $\frac{1}{100} \frac{(p_k - p_i) G}{d_k - d_i} d$, wobei G das Gewicht der Zuschlagstoffe je Beton bedeutet. Durch Multiplikation mit der Ordinate aus

²⁾ Bächtold [5] gibt Formfaktoren bis zu 2 an, die anscheinend nicht an Körper gleichen Volumens sondern gleicher Siebbarkeit ermittelt wurden. Dies ist berechtigt, wenn der Abstand der Siebdurchmesser bei der Korntrennung sehr klein gewählt wird.

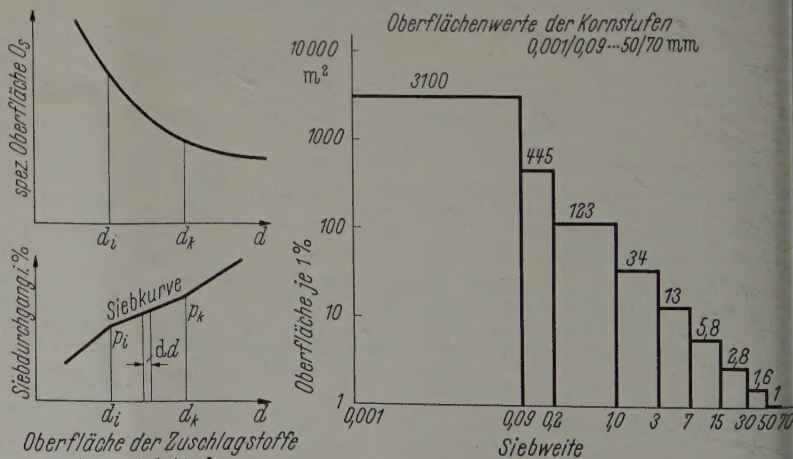
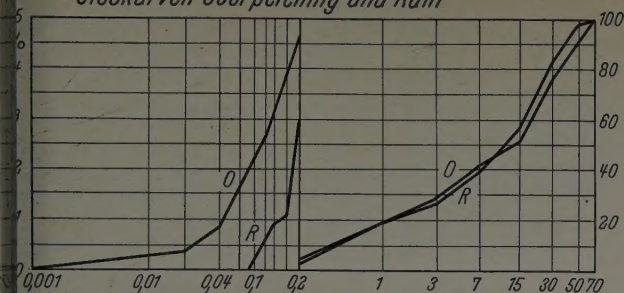


Bild 6. Praktische Berechnung der Oberfläche von Zuschlagstoffen

Siebkurven Oberpeiching und Rain



Summenkurven der Zuschlagstoff-Oberflächen Oberpeiching u. Rain

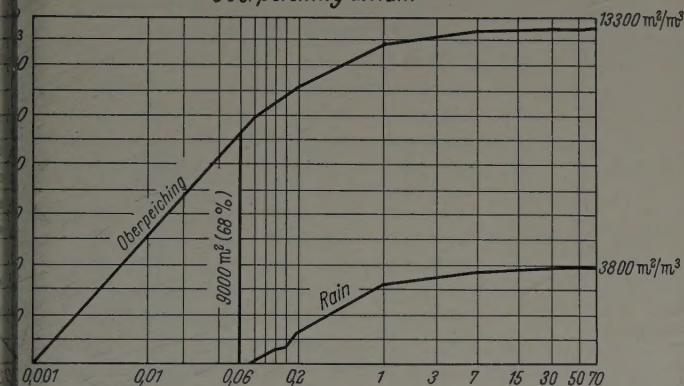


Bild 7. Oberflächen der Zuschlagstoffe von Oberpeiching und Rain

der spezifischen Oberfläche O_s und durch Integration über den betrachteten Bereich von d_i bis d_k wird Oberfläche O_{ik} bei einem Formfaktor von 1,3:

$$O_{ik} = 1,3 \int_{d_i}^{d_k} \frac{6}{d} \frac{1}{100} \frac{p_k - p_i}{d_k - d_i} G d d =$$

$$= 1,3 \frac{6 G}{100 \gamma} (p_k - p_i) \frac{\ln d_k - \ln d_i}{d_k - d_i}$$

man eine Tafel der Werte für je 1% ($p_k - p_i = 1$) braucht man nur mit dem tatsächlichen Prozent des Siebkurvenabschnittes zu multiplizieren und Ergebnisse der einzelnen Bereiche zusammen-

en. dieser Tafel geht der außerordentliche Einfluß des Bereiches auf die gesamte Oberfläche hervor: Ein Prozentsatz im Bereich 0,001 bis 0,09 mm besitzt 12 m² Oberfläche gegenüber 34 m² im Bereich 1 bis

außerhalb des absiebbaren Bereiches, also etwa unter 1 mm, kann der Kornaufbau nur durch die Schlämme ermittelt werden. Mit Rücksicht auf die Schwierigkeiten, die sich bei einer genauen Ermittlung des Kornaufbaues gerade in diesem wichtigsten Bereich

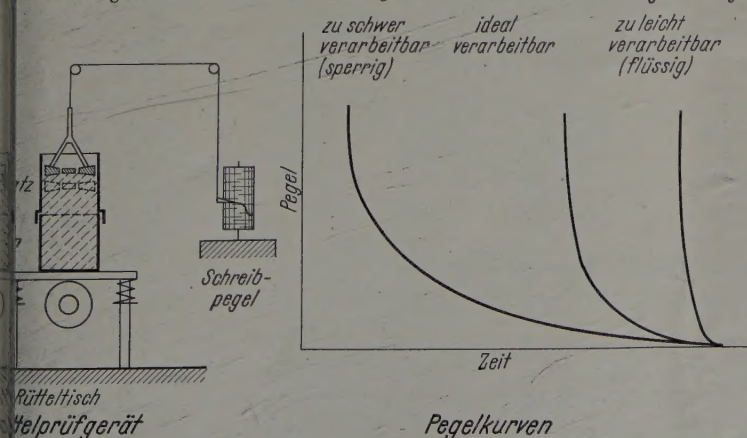


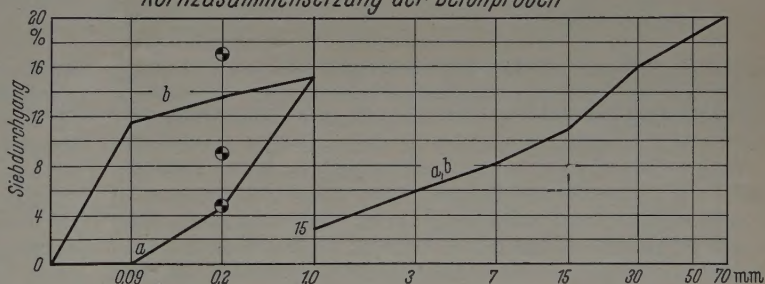
Bild 8. Rüttelprüfgerät nach Dr. Fritsch

ergeben, wird man zur Oberflächenbestimmung mit Vorteil noch das Verfahren nach Blaine [6] durch Messung der Luftdurchlässigkeit mit heranziehen. Aus dem gleichen Grunde soll hier von einer weiteren Auswertung der Oberflächenzahlen etwa durch Gegenüberstellung mit der Oberfläche des Zementes abgesehen und der Begriff der Oberfläche zunächst nur als grundsätzliches Kennzeichen des Kornaufbaues gewertet werden.

Betrachten wir nunmehr die Zuschlagstoffmenge von Oberpeiching und Rain (Bild 7), deren Sieblinien im genormten Bereich fast völlig miteinander übereinstimmen, im Feinstsandbereich dagegen deutlich verschieden sind, so zeigt sich, daß sie sich in der Oberfläche wesentlich unterscheiden. Während die Berechnung für Rain nur eine Gesamtoberfläche von 3800 m² nachweist, schnell dieser Wert bei Oberpeiching auf 13 300 m² hinauf. Dazu trägt der Gehalt von 1,6% Mehlsand unter 0,06 mm allein über 9000 m², d. s. 68%, bei. Unter diesem Gesichtswinkel betrachtet, ist bei gleichem Zementgehalt der höhere Wasserbindemittelwert in Oberpeiching durch den zusätzlichen Wasseranspruch dieser großen Fläche hinreichend erklärt.

Wollte man dagegen an dem Wasserzementwert trotz des hohen Staubanteiles festhalten, dann wäre für die vollkommene Frischbetonverdichtung eine außerordentliche Steigerung der aufzuwendenden Verdichtungsarbeit erforderlich. Man erkennt dies deutlich durch Versuche mit dem Rüttelprüfgerät nach Dr. Fritsch [7] [8] (Bild 8). Hier wird der Beton auf einem Rütteltisch verdichtet und die Einsinkbewegung eines der Form aufgesetzten Deckels nach Art eines Pegels auf eine Schreibtrommel übertragen. Eine steile Pegelkurve zeigt eine rasche Verdichtung an; eine flache Kurve dagegen deutet auf einen schwer verarbeitbaren Beton hin.

Kornzusammensetzung der Betonproben



250 kg/m³ Tr.Z
W/B = 0,55 = const
Oberfläche der Zuschlagstoffe
a) 4100 m²
b) 42200 m²

Pegelkurven des Rüttelprüfgerätes

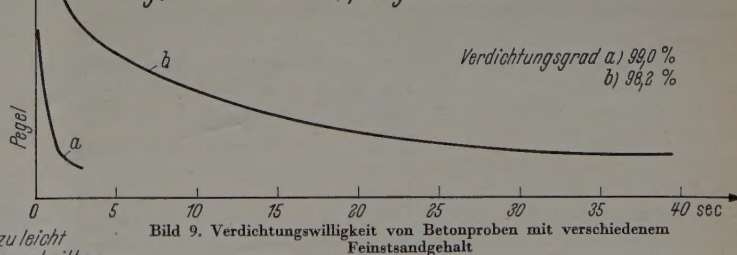
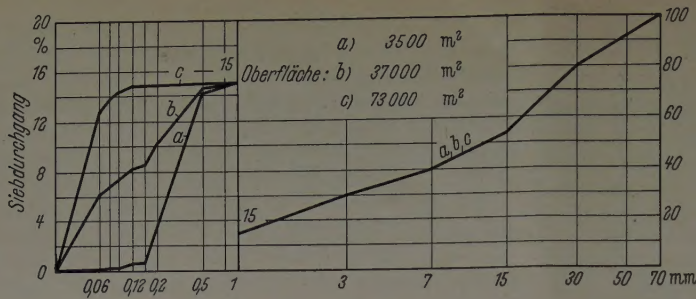


Bild 9. Verdichtungswilligkeit von Betonproben mit verschiedenem Feinstsandgehalt

Z. B. sind die Siebkurven der zwei Vergleichsproben a und b oberhalb 1 mm einander gleich (Bild 9). Darunter verläuft die Probe a an der unteren Grenze des besonders guten Bereiches und b im brauchbaren Bereich; die Zuschlagstoffe a weisen 4100 m², b 42 200 m² Oberfläche auf. Bindemittelgehalt und Wasserzementwert sind bei beiden Proben gleich. Bedingt durch den erhöhten Feinstsandgehalt steigt der Zeitaufwand für die praktisch vollkommene Frischbetonverdichtung der Probe b mit 40 Sekunden auf ein vielfaches der Probe a an. Mögen auch nach Abrams und Lenhard die Güteeigenschaften beider verdichteter Proben die gleichen sein, für die Praxis ist dies ohne Bedeutung; denn bei der staubreichen Mischung ist der Aufwand an Verdichtungsarbeit wirtschaftlich nicht mehr tragbar.

Wird die Ursache der schlechten Verarbeitbarkeit im



Zementgehalt a: 249 kg/m³; b: 242 kg/m³; c: 233 kg/m³
Ausbreitmaß a: 38 cm; b: 37 cm; c: 37 cm

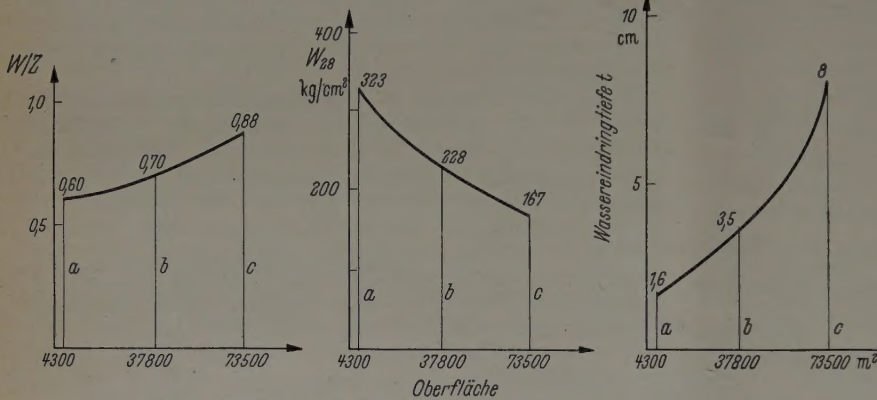


Bild 10. Betonproben gleicher Verarbeitbarkeit mit verschiedenem Feinstsandgehalt

Staubgehalt nicht erkannt oder fehlt die Möglichkeit, die notwendige Verbesserung im Kornaufbau des Sandes vorzunehmen, dann wird in der Regel der Ausweg gewählt, die fehlende Verdichtungswilligkeit des Betons durch eine Erhöhung des Wassermenge herzustellen. Die Folgen eines derartigen Vorgehens zeigt eine zweite Versuchsreihe mit gleichem Bindemittelgehalt und gleicher Verarbeitbarkeit, die aber bei steigender Staubmenge durch einen höheren Wasserzementwert erkaufte werden mußte (Bild 10). Die absinkende Festigkeit und die steigende Wassereindringtieft spiegeln die Zunahme des Staubgehaltes im Zuschlagstoff wider. Diese Versuchsreihe stellt die Bauverfahren von Oberpeiching und Rain dar.

Es besteht kein Zweifel, daß die Verarbeitung des Betons in Rain durch ein Betonzusatzmittel bessert worden wäre. Gerade Luftporenbildung beeinflussen die Verdichtungswilligkeit, die und die Frostbeständigkeit eines Betons mit artiger Feinstsandaufbereitung günstig [9]. Betonzusatzmittel allein waren aber, wie bereits erwähnt, in Oberpeiching nicht in der Lage grundlegende Verbesserung herbeizuführen. Der Beton in Rain ohne sie hergestellt wurde also in erster Linie seinen Grund darin, daß er zunächst unabhängig von anderen Einflüssen ein klares Bild über den Wert der neuartigen Feinstsandaufbereitung gewonnen werden sollte.

4. Durchführung und Auswirkung der Feinstsandaufbereitung

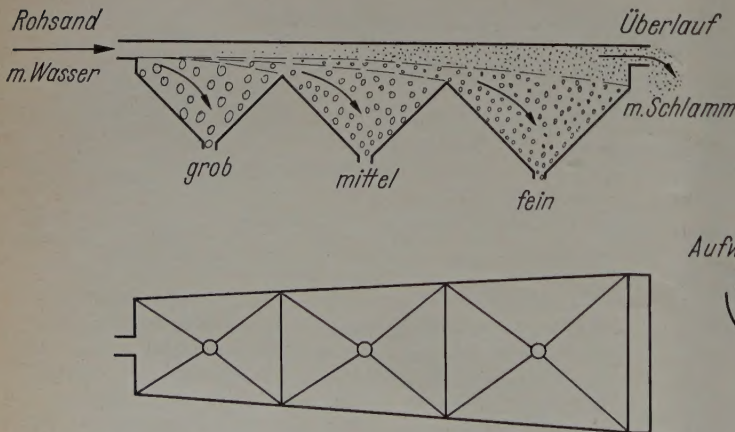
Der Feinstsand läßt sich mit Sieben in schafflicher Weise nicht aufbereiten. Man bedient sich hierzu deshalb einiger Geräte, die teils an Erzaufbereitung, teils aus den Aufbereitungsanlagen der Goldminen und Kaolin-Gruben genommen wurden [11] [12]. Allen gemeinsam ist die Korntrennung im Naßverfahren mit teilweise erheblichem Wasserverbrauch.

Der Horizontalstromsichter (Bild 11) mit trichterförmigem Grundriß vereinigt eine Folge von Spitzkästen mit Austrittsöffnungen in den Tiefstellen. Auf der schmalen Stirnseite tritt das Rohsandwasser ein und durchfließt das Stromgemisch. Unter ihrem Eigengewicht sinken die Körner in die Spitzkästen ab, sich dabei durch die Spitzkästen entsprechend ihrer Korngröße trennend; der erste Austrag bringt also das größere Korn, der zweite die Feinteile; das Restwasser mit dem abschlämmbaren Gut fließt im Überlauf ab. Zur Erhöhung der Trennschärfe werden die Spitzkästen horizontalergerinne zusätzlich mit Aufwasser in den Spitzkästen speist.

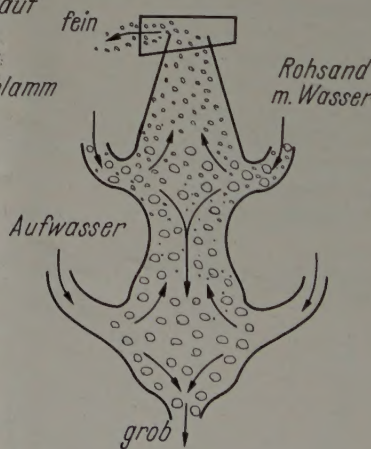
Im Vertikal-Stromsichter gelangt der Rohsand in einen nach unten gerichteten Strom. Die größeren Teile sinken dem Aufwasser gegen nach unten ab und treten durch die Düse aus; die Feinteile werden vom Strom emporgetragen und verlassen die Spitzkästen durch den Überlauf.

Diese beiden Geräte werden heute vorzugsweise im Bauwesen verwendet.

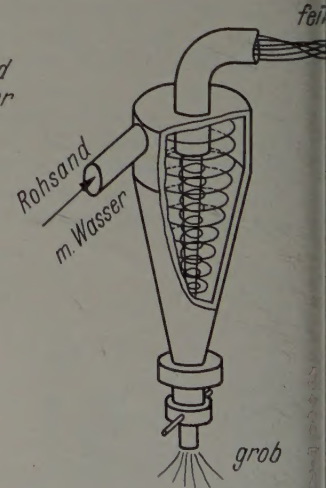
Horizontalsichter



Vertikalsichter



Hydrozyklon



Anwendungsbereiche der Geräte

Gerät	0,001	0,01	0,1	1	10 mm
Hydrozyklon					
Stromgerinne					
Vertikalschl.					

Bild 11. Schematische Darstellung der Geräte für Feinstsandaufbereitung

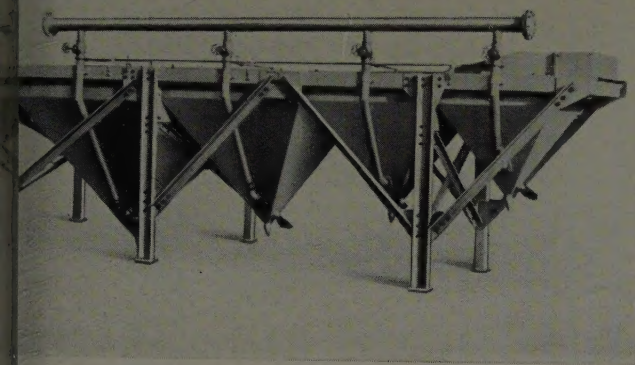
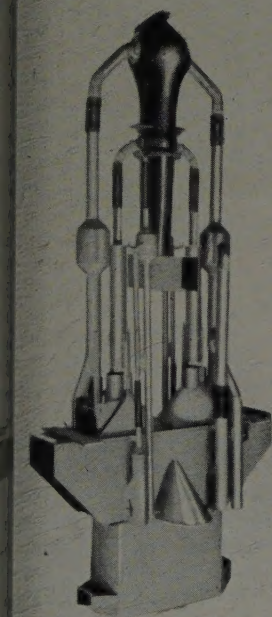


Bild 12. Stromgerinne Krupp, Rheinhausen



Vertikal-Stromsichter Rheax — Dr. Eder

igenden Rückstroms
ern erfaßt und durch
berlaufrohr ausgetra-
n Amerika wird die-
erät schon länger zur
bereitung von Beton-
angstoffen eingesetzt,
war weniger zur Korn-
ung im Sandbereich
lmehr zur Entfernung
immarer Feinsteile;
ns hat es zuerst in
etrieben für Feinst-
algewinnung Eingang
len.

Bilder 12 bis 14 zei-
sführungen der hier
enen Grundtypen:

Kruppsche Strom-
e (Bild 12) mit Auf-
t, wie es in Rain ver-
t wird, einen Rheax-
al-Stromsichter (Bild
ie er in etwas größe-
sührung beim Bau
onaukraftwerkes Jo-
ein eingesetzt ist,

verwendet. Ihr Anwen-
dungsbereich zwischen 0,1
und 0,3 mm umfaßt das Ge-
biet der wertvollen Sand-
körnungen.

Als Gerät für die Auf-
bereitung im noch feineren
Bereich hat sich der Hydro-
zyklon [13] bewährt. Hier
wird an die Stelle der Wir-
kung des Erdschwerefeldes
beim Vertikal-Stromsichter
die viel stärkere Wirkung
der Zentrifugalkraft ge-
setzt. Das Rohgutwasser-
gemisch wird mit ziemlicher
Geschwindigkeit oben tan-
gential eingeleitet; in der
dadurch entstehenden Dreh-
bewegung werden die grö-
ßeren Teile an die Wand
des kegelförmigen Gehäuses
geschleudert. Dort gleiten
sie nach unten und treten
an der Düse aus; die feine-
ren Teile werden von dem
zyklonartigen Wirbel des

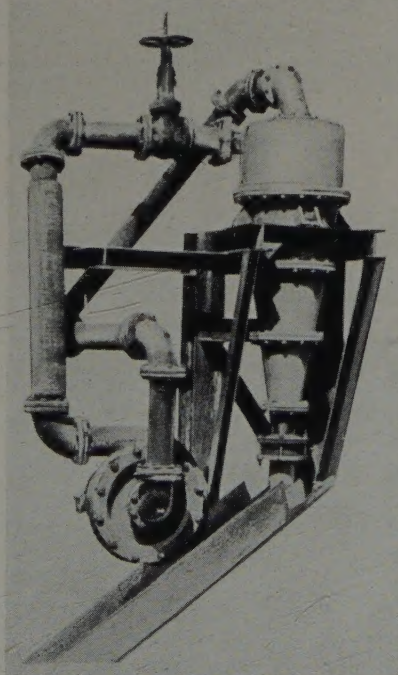


Bild 14. Hydrozyklon, Bauart Dorr

und schließlich einen Hydrozyklon der Bauart Dorr (Bild 14).

Die Leistung einer Korntrennanlage (Klassieranlage) wird nach der Menge des in der Zeiteinheit verarbeitbaren Gutes und nach der erzielten Trennschärfe [14] [15] [16] beurteilt. In der Trenn-
kurve (Bild 15) werden von jeder Körnung die Anteile eingetragen,
die beim Trennvorgang in den Feinbereich bzw. in den Grobbereich
gelangen. Die Korngröße, bei der die Kurve die 50%-Linie schnei-
det, wird als Trennkorn bezeichnet; der Quotient der Korngrößen,

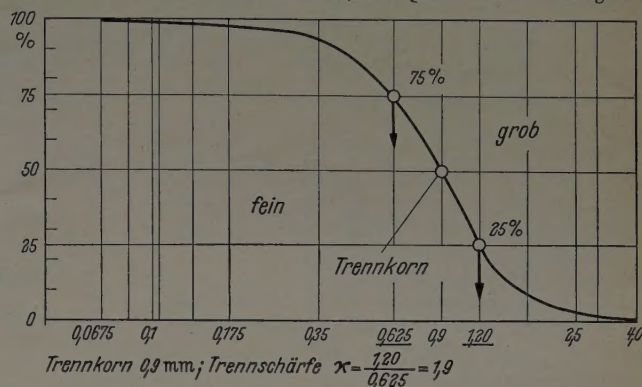


Bild 15. Trennkurve

bei denen die Kurve die 25%-Linie bzw. die 75%-Linie schneidet,
stellt die Trennschärfe κ dar. Je steiler also die Kurve verläuft,
desto größer ist die Trennschärfe. Ihr theoretischer Bestwert ist 1,
der praktisch erreichbare etwa 1,5.

Für Rain am Lech lieferte die Firma Krupp, Rheinhausen, eine
Aufbereitungsanlage mit zwei hintereinandergeschalteten Geräten
(Bild 16). Der Vertikalklassierer wird mit dem Rohsand beschickt
und sondert den Grobsand aus. Der Feinsand geht durch den Über-
lauf zur Horizontalsichtung mit Aufwasser und Luftzufuhr in den
Spitzkästen. Die Austräge beider Geräte werden in Kratzbändern
eingedickt; dort wird das abgesunkene Material von Kratzblechen
auf einer schrägen Ebene langsam aus dem Wasser geschoben und
auf Förderbänder abgeworfen.

Bild 17 gibt eine Übersicht über die Verteilung der Korngrößen.
Von dem Rohsand 0/3 mm gehen in der Vertikalschlämmung etwa
60% als Grobsand 0,5/3 mm in das erste Kratzband; von dem Rest
werden in der Horizontalschlämmung rd. 30% als brauchbarer
Feinsand in 4 Spitzkästen ausgetragen und dem zweiten Kratz-
band zugeleitet, während etwas über 10% des aufgegebenen Ma-
terials als unbrauchbares abschlämmbares Gut unter 0,1 mm durch
den Überlauf abgehen. Die Trennkurven weisen in der Horizontal-
schlämmung einen sehr guten κ -Wert von 1,6 auf. Das zeitweise
Absinken auf 3,5 in der Vertikalschlämmung sowie die Herab-
setzung des Trennkornes vom üblichen Wert von 1 mm auf 0,5 mm
ist darauf zurückzuführen, daß der Wasserbedarf der Vertikal-
schlämmung durch die vorhandene Pumpanlage nicht immer voll
gedeckt werden konnte. Bei der Gesamtleistung von rd. 20 t/h be-
trägt der stündliche Wasserbedarf für die Vertikalschlämmung etwa
170 m³ und für das Horizontalgerinne etwa 80 m³. Eine ausreichende
Pumpleistung ist Grundbedingung für einen guten Wirkungsgrad
derartiger Anlagen.

Aus der Gesamtübersicht der Zuschlagstoffgewinnung und der
Betonherstellung (Bild 18) ist die Einordnung der beschriebenen
Anlage in den Aufbereitungsvorgang zu ersehen. Der Rohkies ge-
langt über ein Leseband, an dem grobe Verunreinigungen von Hand
ausgeschieden werden, zum Siebturm. Die Körnungen 3/7, 7/30,
30/70 werden von dort den Halden zugeführt. Dabei können Über-
schußmengen abgezweigt und abgefahren oder der Brechanlage zu-
geleitet werden. Der Rohsand 0/3 geht mit dem Waschwasser zur
Feinstsandaufbereitung. In der Brechanlage bewegt sich das Material
in einem steten Kreislauf zwischen Siebturm und Backenbrechern
bzw. Walzmühlen je nach Korngröße. Nur das auf eine Korngröße
unter 3 mm zerkleinerte Gut verläßt die Anlage; auf seinem Weg
zur Feinstsandaufbereitung wird etwa zuzugebender Fremdsand mit
aufgenommen; die Austräge der Feinstsandaufbereitung gelangen
über Förderbänder zur Halde. Im Laufe des Betriebes hat es sich
als zweckmäßig erwiesen, für eine g l e i c h m ä ß i g e Zugabe von
Brehsand und Fremdsand zu sorgen, um die Leistung der Klassier-
anlage nicht durch stoßweise Überlastung zu beeinträchtigen.

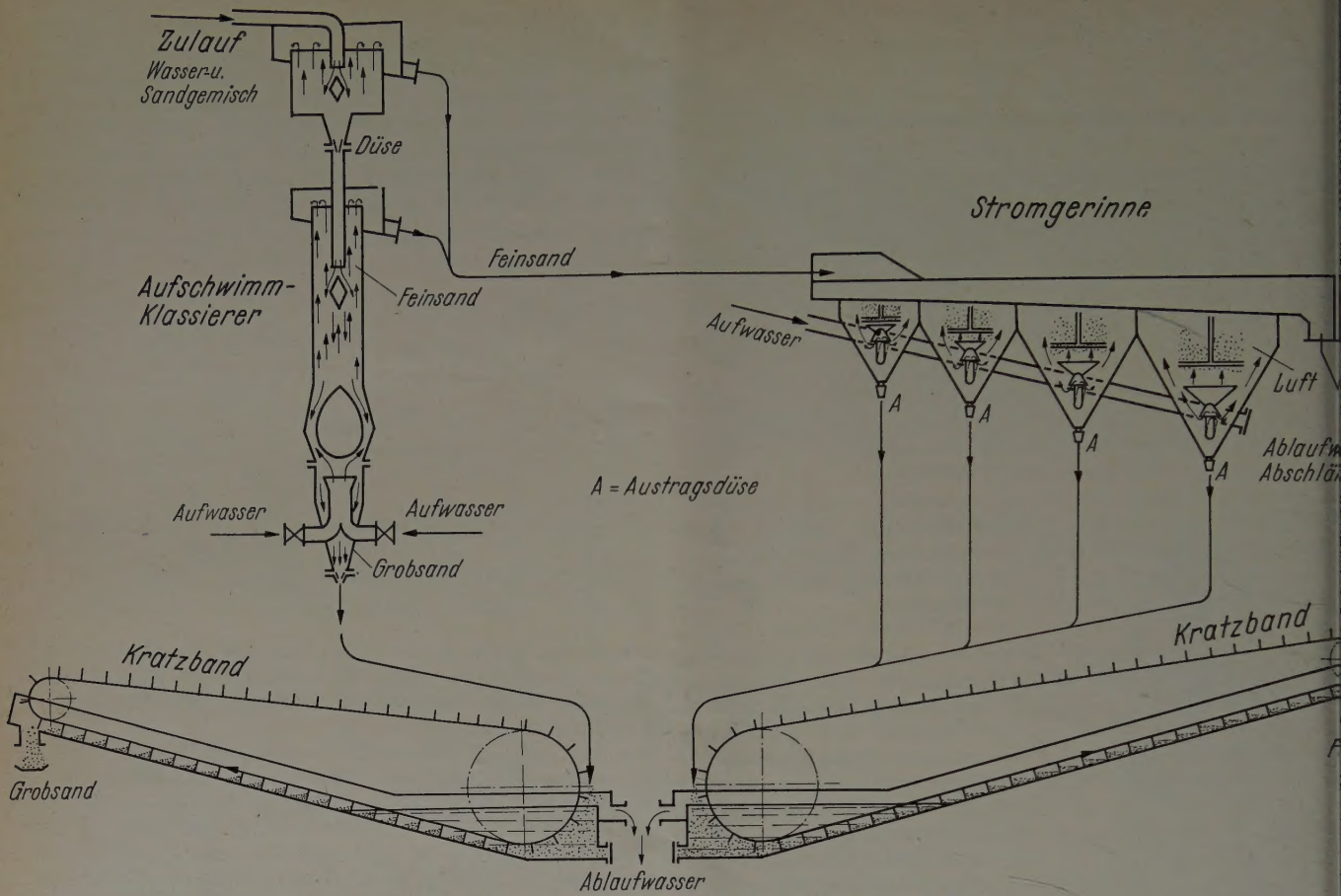


Bild 16. Schematische Darstellung der Krupp-Sandklassieranlage in Rain

Die Zuschlagstoffe werden im Tunnel unter den Halden entnommen. Dabei werden die beiden feinsten Korngruppen mittels Stoßaufgeber zusammen in einem gleichbleibenden Raum verhältnis abgezapft, weil der Mischurm nur 4 Silos besitzt. Im Mischurm dagegen werden die Zuschlagstoffe wie der Zement nach Gewicht zugegeben.

Besondere Aufmerksamkeit wurde der Eigenfeuchtigkeit des Sandes geschenkt; denn mit ihr steht und fällt die Einhaltung des Wasserzementwertes, die Grundlage einer einwandfreien Betonerzeugung. Feuchtigkeitsschwankungen machen es sehr schwierig, einen gleichbleibenden Wasserzementwert einzuhalten und führen i. a. dazu, die Wasserzugabe dem Gutdünnen des Mischmaschinen zu überlassen. Der entstaubte Sand besitzt den Vorteil, seinen Feuchtigkeitsüberschuß rasch abzugeben. Die Sandhalden in Rain wurden durch Zwischenwände unterteilt in eine Abteilung für Beschickung und in eine zweite für Entnahme. Aus Platzmangel mußte leider auf die Dreiteilung mit je einer Boxe für Beschickung, Lagerung und Entnahme verzichtet werden, die die günstigste Voraussetzung für gleichbleibende Eigenfeuchtigkeit des Sandes darstellt. Bald nach Inbetriebnahme der Anlage wurden die Sandhalden noch durch Zeltüberdachungen gegen Niederschlagswasser geschützt. Die Eigenfeuchtigkeitsdiagramme (Bild 19) zeigen Mittelwerte des im Mischurm entnommenen Sandes 0,1/3 von rd. 80%. Die Schwankungen bewegen sich im störungsfreien Betrieb innerhalb

der $\pm 3\%$ -Grenze; dabei machte sich die Überdachung der Halden einer Verringerung der Streuung deutlich bemerkbar. Störend sich eine zu geringe Vorratshaltung aus, wenn das aufbereitet ohne genügende Abtropfzeit verbraucht werden muß. Die Erfahrungen in Rain und übrigens auch in Jochenstein lehren, daß in Linie ein genügender Sandvorrat, dann eine Dreiteilung des und schließlich ein Schutz gegen Niederschläge das Gleichbleiben der Eigenfeuchtigkeit gewährleisten. In Rain wird die Eigenfeucht

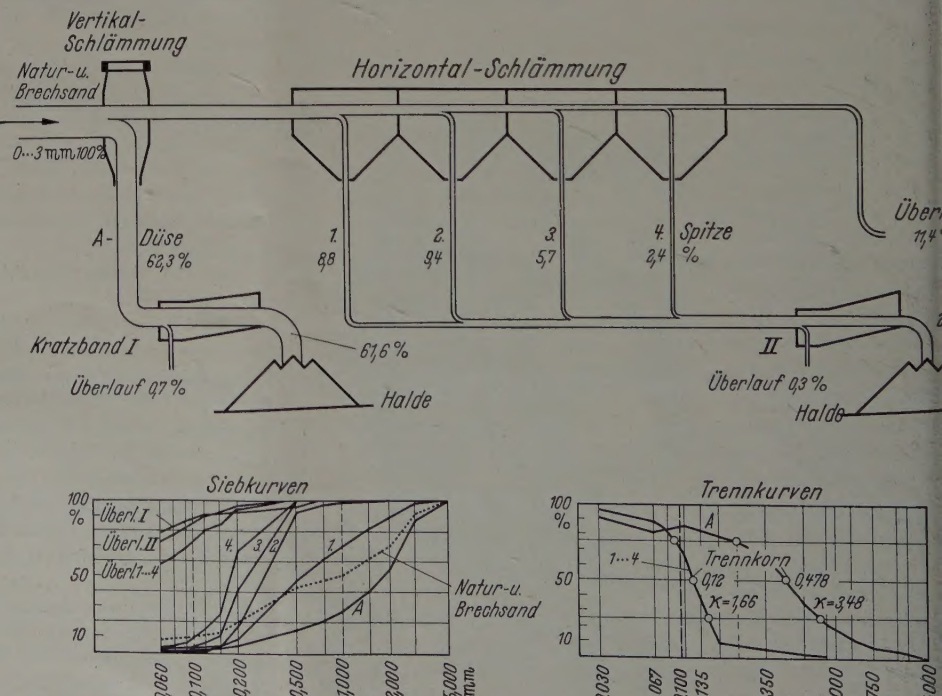


Bild 17. Feinstdandaufbereitung

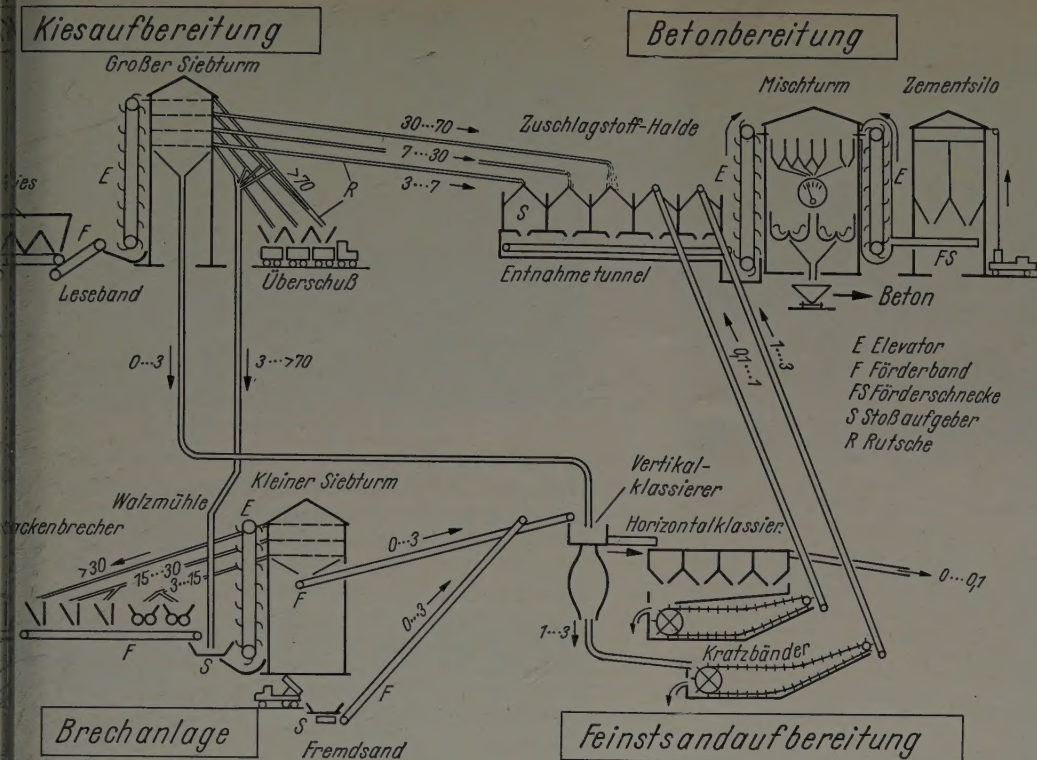


Bild 18. Schema der Zuschlagstoffaufbereitung und der Betonherstellung

Sandes laufend, etwa alle Stunden, mit dem Gasprüf- [17] am Mischurm gese- und danach die Sand- Wasserzugabe geregelt. chen günstigen Einfluß die age in Rain gegenüber erpeiching auf die Größe des unungsbereiches ausgeübt geht überzeugend aus den grammen der Wassereing- tiefen hervor (Bild 20). ie Verarbeitbarkeit des ons in Rain zeigen die fol- den Bilder von einem Rüt- organg an der Einbaustelle. Rüttler taucht mit der eschriebenen Geschwindig- von etwa 8 cm/sec in die 70 cm dicke Schicht ein (Bild 21), vernäht mit der dar- liegenden Schicht und äßt den Beton nach 20...

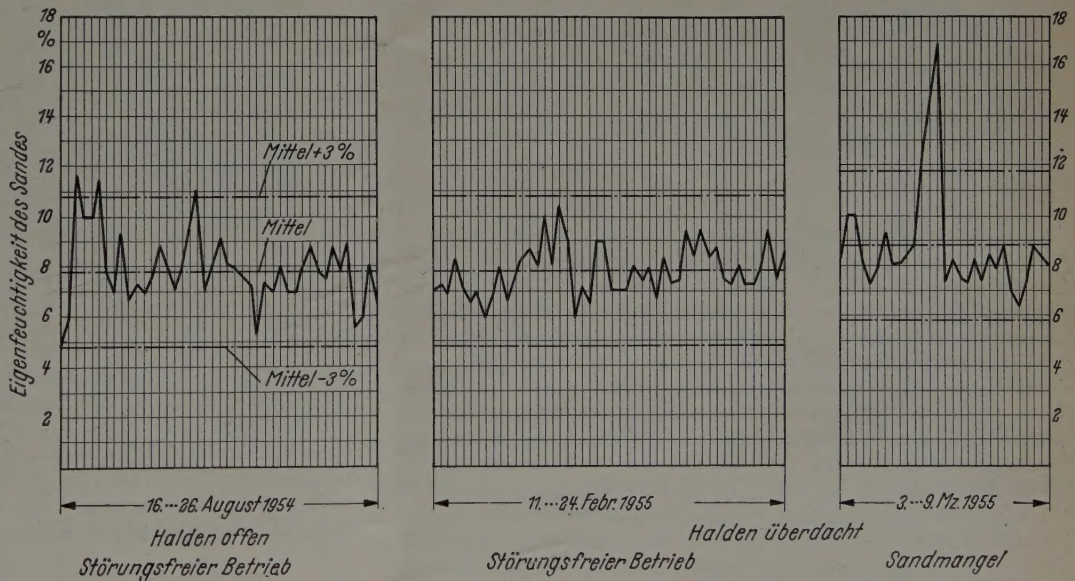


Bild 19. Eigenfeuchtigkeit des Sandes



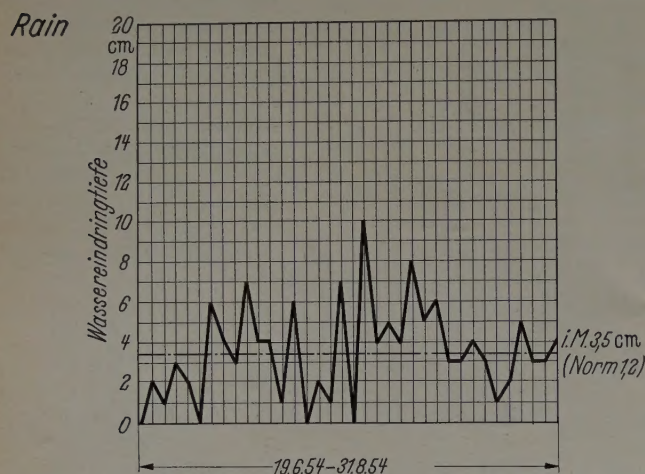
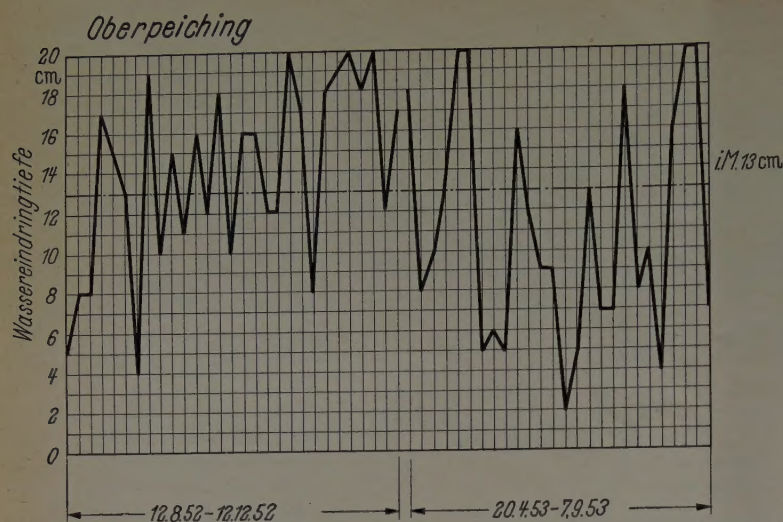
Bild 21. Einführung des Rüttlers



Bild 22. Herausziehen des Rüttlers

25 Sek. (Bild 22); die Öffnung schließt sich gerade noch, der Durchmesser der verdichteten Zone, die durch die aufsteigende Schlempe gekennzeichnet ist, beträgt rd. 70 cm (Bild 23). Der Beton gibt beim Betreten nur leicht federnd nach wie ein Moospolster (Bild 24). Die sehr guten und gleichmäßigen Sichtflächen bestätigen die Eignung dieses Betons zur Herstellung einer dicht geschlossenen Oberfläche (Bild 25).

Die beschriebene Anlage zur Feinstsand-Korntrennung (Klassieranlage) weist im Vergleich zu einer Waschanlage einen Mehraufwand an Geräte- und Betriebskosten auf; dem gegenüber steht eine Einsparung an Bindemitteln sowie an Fremdsand infolge der erweiterten Verwendungsmöglichkeit von Brechgut und der Erhaltung von brauchbarem Feinstsand, der bei gewöhnlichen Waschanlagen verlorengeht. Mehraufwand und Einsparung gleichen sich etwa aus, so daß



Alle Probekörper wurden 7 Tage feucht und 21 Tage trocken gelagert

Bild 20. Wasserundurchlässigkeit des Betons in Oberpeiching und in Rain

im großen gesehen die Gestehungskosten des Betons durch die Feinstsandaufbereitung nicht erhöht werden.

Über dieser Kalkulation steht in Rain eine kostenmäßig noch nicht erfaßte Gütesteigerung des Betons, die vorher mit anderen Mitteln nicht zu erreichen war. Daß dies gelang, ist nicht nur der Betontechnologie zuzuschreiben, sondern ist letzten Endes auch das Verdienst von Bauleitung und ausführender Arbeitsgemeinschaft, Hochtief, Heilmann & Littmann, Thormann & Stiefel, die die Sache des Betons zu ihrer eigenen machten und in ausgezeichnete Zusammenarbeit mit der Materialprüfstelle der Rhein-Main-Donau AG. die Voraussetzungen geschaffen haben für einen Vorgang, den wir als echten Fortschritt empfinden.

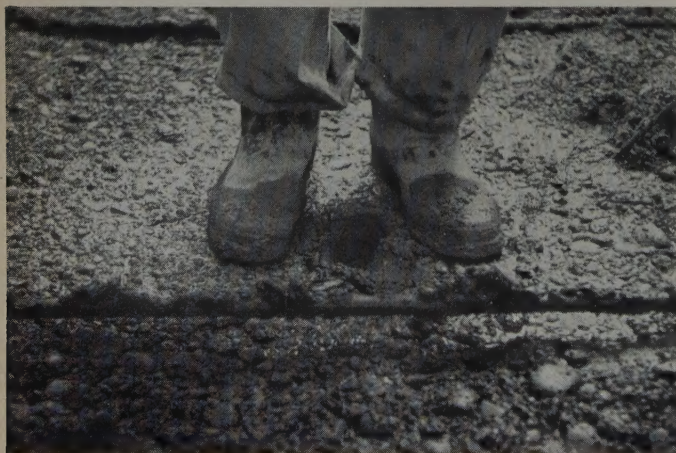


Bild 24. Wirkung der Verdichtung



Bild 23. Wirkungsbereich des Rüttelns

5. Zusammenfassung

Die Güte des Betons wird auf Wasserbaustellen in e Linie nach der Wasserundurchlässigkeit beurteilt. Der B auf den Baustellen der Rhein-Main-Donau AG. am Lech gegenüber den Staustufen am Main eine geringere Wa dichtigkeit auf, die nach eingehenden Untersuchungen



Bild 25. Linker Wehrpfeiler Rain

einen zu großen Gehalt der Zuschlagstoffe an mehlfinem Sand rückgeführt werden konnte. Beim Bau des Kraftwerkes Rain am wurde deshalb der Sand 0/3 mm in einer Klassieranlage aufber und das abschlämmbare Gut unter 0,1 mm entfernt. Damit wurde durchgreifende Verbesserung der Wasserdichtigkeit erzielt. Die kannten Zusammenhänge zwischen Wassermenge, Verarbeitung und Kornaufbau des Feinstandes konnten durch die Prüfu ergebnisse des Baustellenbetons und in Laboratoriumsversuchen stätigt werden. Die erwünschte Gütesteigerung des Betons durc Feinstsandaufbereitung verursachte gegenüber einer üblichen W anlage praktisch keine Erhöhung der Betongestehungskosten.

Schrifttum:

- [1] Lenhard, Zur Frage der praktischen Bedeutung der vollkommenen Frischverdichtung, Zement 1942, Heft 11/12, S. 123 u. 143.
- [2] Frey-Bär u. Kohn, Die Sandtrennung als Mittel zur Qualitätsverbesserung von Stauwandbetonen, Schweizerische Bauzeitung 1954, Heft 9, S. 107.
- [3] Fritsch, Neue Erfahrungen im Massengraben, Schweizerische Bauzeitung Heft 10, S. 125.
- [4] Kluge, Vorausbestimmung der Wassermenge bei Betonmischungen für best. Betongüten und Frischbetonkonsistenzen, Der Bau-Ingenieur 1949, Heft 6.
- [5] Bächtold, Neuzeitliche Betontechnologie, Schweizerische Bauzeitung 1954, Heft 7, S. 5.
- [6] Gilte, Die Prüfung der Mahlfineinheit mit dem Gerät von Blaine, Schriftenreihe Zementindustrie, Wiesbaden 1951, Heft 7, S. 5.
- [7] Fritsch, Aufbau und Eignungsprüfung von Rüttelbeton, Österreichische Bauzeitung 1948, Heft 1/3, S. 45.
- [8] Fritsch, Wovon hängt die Betonfestigkeit ab, Zement-Kalk-Gips 1951, Heft 17 u. 18/19.
- [9] Wogrin, Über die Frostbeständigkeit des Betons, Österreichische Bauzeitung Heft 17 u. 18/19.
- [10] Fritsch, Wege und Erfolge der Feinstkorntechnik im Massen- und Stahlbeton, Zement-Kalk-Gips 1954, Heft 8.
- [11] Eder, Schlammung, Berg- und Hüttenmännische Monatshefte, Heft 8, S. 17.
- [12] Trawinski, Über neue Verfahren zur Naßaufbereitung von Feinstsand, Gießerei-Heft 17, S. 433.
- [13] Trawinski, Der Hydrozyklon als Hilfsgerät zur Grundstoff-Veredelung, Österreichische Bauzeitung 1953, Heft 6, S. 331.
- [14] Eder, Zur einheitlichen Kennzeichnung der Trennschärfe, Montan-Zeitung Heft 9, S. 163.
- [15] Bracher, Korntrennung bei Aufbereitungsanlagen für Großbaustellen und der Griff der Trennschärfe, Allgemeine Bauzeitung 1954, Heft 387.
- [16] Eder, Die Trennschärfe verschiedener Schlämmmethoden, Erzmetall, 1951, Heft 4, S. 163.
- [17] Bestimmung des Wassergehaltes in Rohmaterialien mit dem C-M-Gerät, Die Bauindustrie 1954, Heft 4.

Ausgleich des Reibungsverlustes in Spanngliedern durch Einwirkung von Wärme

Von Dr.-Ing. Volker Hahn, Stuttgart

DK 693.564:539:62 Vorspannung des Stahls: Reibung

emerkung

ederholt sind in Veröffentlichungen Maßnahmen gezeigt worden, enen bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund der Spannverlust aus der Reibung aufgehoben werden soll. So führt a [1] ein Hilfsglied ein, das nach dem Spannen wieder ge wird, so wurde von Leonhardt ein Nachspannen innerhalb spannstrecke durchgeführt [2], und so wurden von Bühner che eingeleitet, mit Hilfe von Vibratoren die Reibungskraft sen [3].

vorliegende Abhandlung erörtert die Möglichkeit, den Spanverlust aus Reibung durch Erwärmen der Spannglieder nach vor dem Spannen auszugleichen. Die beim Spannen mit nachchem Verbund vorhandenen Gleitkanäle schaffen verhältnisig einfach die Möglichkeit, durch Einleiten von Dampf in die reißöffnungen die Spannglieder zu erwärmen. Wird der Stahl nach dem Spannen erwärmt und während des Erwärmens die nskraft am Spannende aufrechterhalten, so erhöht sich Erkalten die Spannung im Spannstahl, sofern der nach der rmung erreichte höhere Spannweg festgehalten wird. Wird durch das Erwärmen und den längeren Spannweg nach dem ten erhaltene höhere Spannkraft nachgelassen, so dreht sich spannweg um, und es wurde durch die Erwärmung ein Überen mit späterem Nachlassen erreicht.

a hat man aber noch die Möglichkeit, die Pressenkraft entend der Spannungserhöhung durch das Erkalten zu wählen o die Wirkung eines zeitweiligen Überspannens auch ohne eine ungsüberschreitung im Spannstahl zu erzielen.

wärmen unter bestimmter Spannkraft

spannen von einer Seite

Bezeichnungen sind im wesentlichen der Abhandlung von [4] entnommen.

Spannkraft im Punkte φ beträgt (Bild 1) mit $\mu_1 =$ Reibungsbeim Spannen

$$V_\varphi = V_0 \cdot e^{-\mu_1 \cdot \varphi} \quad (1)$$

zugehörige Verlängerung des Spanngliedes gegenüber dem a auf der Strecke $r \cdot d\varphi$ (unter Vernachlässigung von Biegepruichungen) ist

$$d\Delta_0 = \left(\frac{V_\varphi}{F_z \cdot E_z} + \frac{V_\varphi}{F_b \cdot E_b} \right) \cdot r \cdot d\varphi \quad (2)$$

unter der Spannkraft V_0 der Stahl gleichmäßig um t° erwärmt, trägt der Dehnweg

$$d\Delta_0' = \left(\frac{V_\varphi}{F_z \cdot E_z} + \frac{V_\varphi}{F_b \cdot E_b} \right) \cdot r \cdot d\varphi + \alpha_t \cdot t \cdot r \cdot d\varphi \quad (3)$$

man diesen Weg fest, so erhöht sich beim Erkalten die Spannim Stahl von V_φ auf

$$\frac{d\Delta_0'}{d\Delta_0} \cdot V_\varphi = V_\varphi \left(\frac{1}{F_z \cdot E_z} + \frac{1}{F_b \cdot E_b} \right) \cdot r \cdot d\varphi + \alpha_t \cdot t \cdot r \cdot d\varphi \cdot \left(\frac{1}{F_z \cdot E_z} + \frac{1}{F_b \cdot E_b} \right) \cdot r \cdot d\varphi \quad (4)$$

$$= V_\varphi + \frac{\alpha_t \cdot t}{\frac{1}{F_z \cdot E_z} + \frac{1}{F_b \cdot E_b}}$$

un ein vollkommener Ausgleich des Reibungsverlustes erreicht n, d. h. soll in jedem Punkt $V_\varphi' = V_0$ sein, so müßte das glied an jeder Stelle jeweils um t_{φ° erwärmt werden.

Mit $V_\varphi' = V_0$ und $V_\varphi = V_0 \cdot e^{-\mu_1 \cdot \varphi}$ erhält man

$$V_0 (1 - e^{-\mu_1 \cdot \varphi}) = \frac{\alpha_t \cdot t \cdot \varphi}{\frac{1}{F_z \cdot E_z} + \frac{1}{F_b \cdot E_b}} \quad (5)$$

$$t_\varphi = \frac{1}{\alpha_t} \cdot V_0 (1 - e^{-\mu_1 \cdot \varphi}) \left(\frac{1}{F_z \cdot E_z} + \frac{1}{F_b \cdot E_b} \right)$$

Eine Erwärmung des Spannstahles, bei der die Temperatur von Schnitt zu Schnitt wechselt, ist jedoch in der Praxis nicht durchzuführen. Erwärmt man z. B. den Spannstahl durch Einleiten von Dampf, so läßt sich wohl durch Abblähne die Temperatur ab

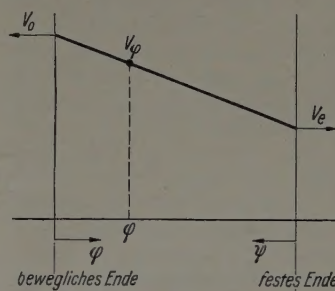


Bild 1. Spannen an einem Ende, Spannkraftabfall durch Reibung ohne Erwärmung

In Bild 2 wurde angenommen, daß bei einem frei aufliegenden Träger der Spannungsabfall aus Reibung durch Einleiten von Dampf ausgeglichen werden soll. Die größte Vorspannkraft wird in Trägersmitte benötigt. Nach Gleichung (5) muß das Spannglied um

$$t = \frac{V_{\varphi_0}}{\alpha_t} \left(\frac{1}{F_z \cdot E_z} + \frac{1}{F_b \cdot E_b} \right) \quad (6)$$

erwärmt werden. Würde nach der Erwärmung der Spannweg unter V_0' festgehalten werden, so würde sich beim Erkalten eine Spannungslinie $V_0' - V_e'$ einstellen, eine Kurve, die bei gleichmäßiger Erwärmung auf die ganze Länge parallel $V_0 - V_e$ verläuft. Zur Vermeidung eines Überspannens wird es notwendig, den Spannstahl unter einer Kraft V_0'' erkalten zu lassen, wodurch sich die Spannungslinie $V_0'' - V_{\varphi_0}' - V_e'$ einstellt, mit $V_{\varphi_0}' = V_0$.

Wird mit μ_2 der Reibungsbeiwert beim Nachlassen bezeichnet, so ist

$$V_{\varphi_0}' = V_0 = V_0'' \cdot e^{\mu_2 \cdot \varphi_0} \quad (7)$$

oder

$$V_0'' = V_0 \cdot e^{-\mu_2 \cdot \varphi_0}$$

1.2 Spannen auf beiden Seiten

Beim Spannen an beiden Enden des Balkens ist es nicht mehr notwendig, die Temperatur t genau einzuhalten, vielmehr ist hier ein Überhitzen des Stahls zulässig.

Die Temperatur kann so hoch liegen, daß sich beim Erkalten und Festhalten des Weges die Linie $V_0' - V_{\varphi}' - V_0'$ einstellen würde (Bild 3). Maßgebend ist hier das Nachlassen der Pressenkraft auf V_0'' , wobei sich nach Erkalten die Linie $V_0'' - V_{\varphi}'' - V_0''$ einstellt.

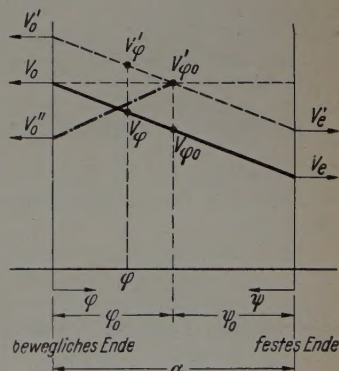


Bild 2. Spannen an einem Ende, Spannkraftverlauf mit Erwärmung

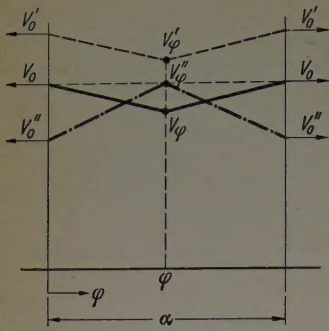


Bild 3. Spannen an beiden Enden, Spannkraftverlauf mit Erwärmung

2. Erwärmen unter Beobachtung des Spannweges

2.1 Einmaliges Spannen

Wird das Spannglied nur auf einer Seite gespannt, so muß man bei bestimmter Spannkraft an der Presse, wie unter 1.1 beschrieben, die Temperatur im Stahl genau überwachen, damit V_e' nicht größer wird als errechnet. Wird V_e' überschritten, so kann ohne Spannungsüberschreitung $V_{\varphi_0}' = V_0$ nicht erreicht werden (Bild 2). Diese Schwierigkeit umgeht man, wenn man sich nur nach den zu erreichenden Spannwegen richtet.

Der Spannstahl kann dann auch beim Spannen an einem Ende beliebig stark erwärmt werden, wobei nur darauf zu achten ist, daß die Erwärmung mindestens t° nach Gleichung (6) beträgt; einfacher wird man die Höhe der Erwärmung danach begrenzen, daß beim Einstellen der Wege die Spannkraft V_0 nicht überschritten wird. Es ist dann auch gleichgültig, ob der Spannstahl vor oder nach dem ersten Spannen erwärmt wird.

Man wird jedoch am besten zunächst ohne Erwärmung vorspannen, um den Spannungsverlust aus Reibung zu erfassen (Linie $V_0 - V_e$ in Bild 2). Sodann wird man erwärmen und die Presse ohne Berücksichtigung der Pressenkraft auf den für die Linie $V_0' V_e'$ errechneten Spannweg ausfahren. Nach Gleichung (8) bei Fritz [4] ist

$$\Delta_1 = \left(\frac{1}{F_z \cdot E_z} + \frac{1}{F_b \cdot E_b} \right) \cdot V_0' \cdot r \cdot \alpha \left(1 - \frac{\mu_1 \cdot \alpha}{2} \right) \quad (8)$$

wobei $V_0' = V_0 \cdot e^{+\mu_1 \cdot \varphi_0}$ einzusetzen ist.

Nach Erreichen dieses Spannweges wird die Presse nachgelassen auf den für die Linie $V_0'' - V_{\varphi_0}' - V_e$ errechneten Spannweg

$$\Delta_2 = \left(\frac{1}{F_z \cdot E_z} + \frac{1}{F_b \cdot E_b} \right) \cdot V_0 \cdot r \cdot \varphi_0 \left(1 - \frac{\mu_1 \varphi_0}{2} \right) + \left(\frac{1}{F_z \cdot E_z} + \frac{1}{F_b \cdot E_b} \right) \cdot V_0'' \cdot r \cdot \varphi_0 \left(1 + \frac{\mu_2 \varphi_0}{2} \right) \quad (9)$$

Hierbei wird φ_0 bzw. φ_0 nach der Lage des Punktes mit der größten erforderlichen Vorspannkraft bestimmt. V_0'' ist nach Gleichung (7) einzusetzen.

Nach dem Erkalten stellen sich die Spannkraften nach der Linie $V_0'' - V_{\varphi_0}' - V_e'$ ein. Die Ablesungen am Manometer haben nur noch den Sinn, festzustellen, ob der Spannstahl stark genug erwärmt wurde, damit V_0 nicht überschritten wird.

Bei größeren Spanngliedern wird man auch die Spannwege entlang der Spannweite messen, um so von den Reibungsbeiwerten unabhängig zu sein.

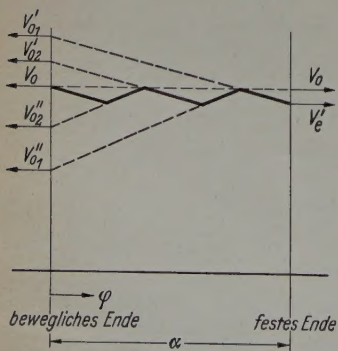


Bild 4. Mehrmaliges Spannen an einem Ende, Spannkraftverlauf mit Erwärmung

Die Größe des durch Erwärmen mit Dampf regelbaren Reibungsverlustes ist sehr beträchtlich. Der Einfachheit halber sei nur die Längenänderung des Stahls in Rechnung gestellt.

Bei $t = 100^\circ$, $E_e = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ und $\alpha_t = 0,000012$ kann man z. B. einen Spannungszuwachs erzielen von

$$\Delta \sigma = 0,000012 \cdot 100 \cdot 2100000 = 2520 \text{ kg/cm}^2,$$

bei St 180 also den Ausgleich eines Reibungsverlustes von über 20%.

wieder wie bei 2.1 die Spannkraft nur nach den erforderlichen Wegen bemessen wird.

Man stellt nun nach dem Erwärmen des Spannstahls bei rechterhaltung der Erwärmung an der Presse nacheinander Spannwege für V_{01}' , V_{01}'' , V_{02}' , V_{02}'' usw. ein, wobei wieder darauf zu achten ist, daß die Temperatur des Stahls so hoch bleibt, daß V_0 hierbei nicht überschritten wird.

Nach dem Erkalten ist dann die in Bild 4 ausgezogene Spannkraftlinie im Spannstahl vorhanden. Man sieht also, daß durch Erwärmen des Spannstahls praktisch dieselbe Wirkung erreicht werden kann wie durch ein Überspannen (vgl. [5; S. 58]).

3. Versuch an einem Bauwerk

Um einen ersten Eindruck über das Einleiten von Wärme in Gleitkanäle zu gewinnen, wurde bei einem frei aufliegenden Träger (mit einer Stützweite von 13,60 m) Dampf in die Gleitkanäle geleitet. Eine Brücke war nach dem Verfahren Baur-Leoni mit Spannblöcken und in endloser Schlaufe verlegten Litzen gespannt. Die wichtigsten Angaben über den Brückenquerschnitt enthält Bild 6. Genauere Messungen über die Reibung waren den kleinen Umlenkkraften und der kurzen Spannweite nicht möglich, da feinere Meßinstrumente (Meßplättchen) durch die Erwärmung ausfallen mußten. Sie waren auch nicht das Ziel der Untersuchung. Es sollte vielmehr zunächst geklärt werden, ob es möglich ist, den Stahl so schnell zu erwärmen, daß der Beton hierdurch nicht auch nennenswert wärmer wird.

Den Temperaturverlauf im Gleitkanal, der von der MPA Stuttgart mit Thermoelementen gemessen wurde, zeigt Bild 5. An

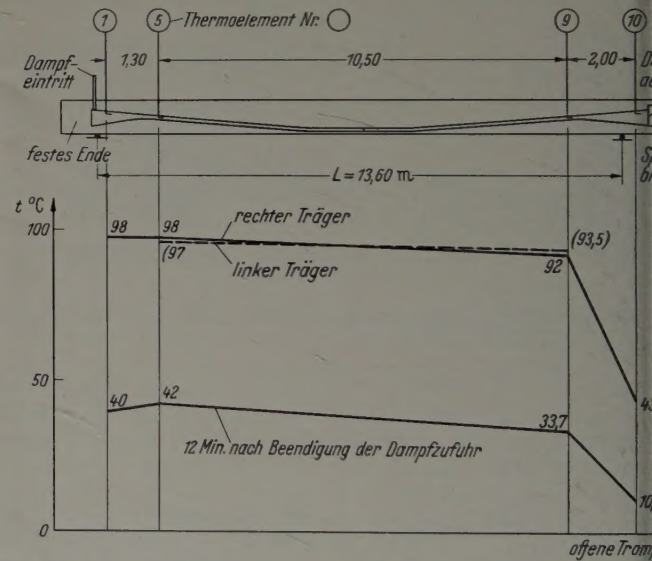


Bild 5. Temperaturverlauf im Gleitkanal

Eintrittsstelle des Dampfes betrug die Temperaturzunahme gegenüber der Außentemperatur 98° und nahm dann innerhalb 11 m auf 92° (91,5) ab. Es kann also auf dieser Strecke mit einer mittleren Temperaturzunahme um rd. 95° gerechnet werden. Schon etwa 1...1,5 Min. war der Spannblock um 20 bzw. 19 mm bei Erhaltung der Pressenkraft vorgerückt, was ebenfalls einer Temperaturzunahme von rd. 95° entsprach, d. h. einem Auszug entsprechend 2100 kg/cm^2 Stahlspannung.

Innerhalb dieser kurzen Zeitspanne zeigten die Thermoelemente im Beton, die in Bild 6 dargestellt sind, noch keine Wärmehabnahme. Die Wärme ging erst im Laufe des Abkühlens auf den Beton über, wie aus Bild 5 zu ersehen ist. Diese an sich ungefähre Abwanderung der Wärme auf den Beton beim Abkühlen kann dadurch verringert werden, daß der Gleitkanal sofort nach Absinken des Dampfes mit kalter Luft oder Wasser durchgespült wird. In jedem Falle nimmt der Spannstahl die eingeleitete Wärme so schnell auf, daß die Erwärmung des Betons in dieser Zeitspanne geringfügig ist.

Schwierigkeiten macht bei Verwendung von Dampf die Me-

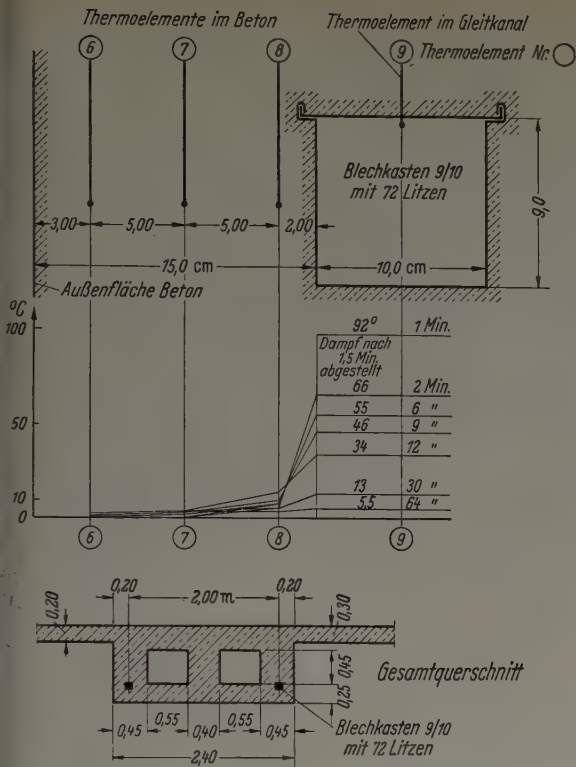


Bild 6. Temperaturverlauf im Beton

Bewegung des Spannstahls innerhalb der Spannweite. Bei den Spanngliedquerschnitten werden üblicherweise im Beton der Spannstahl verlaufen, in denen der Spannstahl zu verfolgen ist. Da der Spannstahl durch diese Fenster entweichen würde, wurde eine Meßrichtung entworfen, die sehr einfach ist und sich bei den Versuchen voll bewährt hat. An einer Spanndrahtlitze wird im Gleitkanal ein Invardraht (oder ein ähnlicher temperaturunempfindlicher Draht) befestigt, der in einem dünnen Röhrchen nach der Betonoberfläche geleitet wird, wo ein Gewicht und eine Ablesemarke angebracht sind (Bild 7). Bei Bewegung der Spannstahllitze wird der Invardraht mitgezogen und zeigt an der Betonoberfläche den Weg des Spannstahls an.

Die hier angeführten Versuche wurden von der Fa. Ed. Züblin AG., Stuttgart, der der Verfasser angehört, in Zusammenarbeit mit dem Ingenieurbüro des Regierungspräsidiums Nordwürttemberg und der Stadt Stuttgart durchgeführt.

4. Zusammenfassung

Die endgültige Lösung des Spannungsausgleichs durch Wärmeinleitung in die Gleitkanäle erfordert noch die Beantwortung einiger Fragen.

So wird vermutet, daß beim Spannen unter höherer Temperatur, besonders beim kaltgezogenen Draht, die bleibende Dehnung des Stahles größer ist als beim Spannen unter normaler Temperatur. Versuche zur Lösung dieser Frage sind eingeleitet. Ferner werden

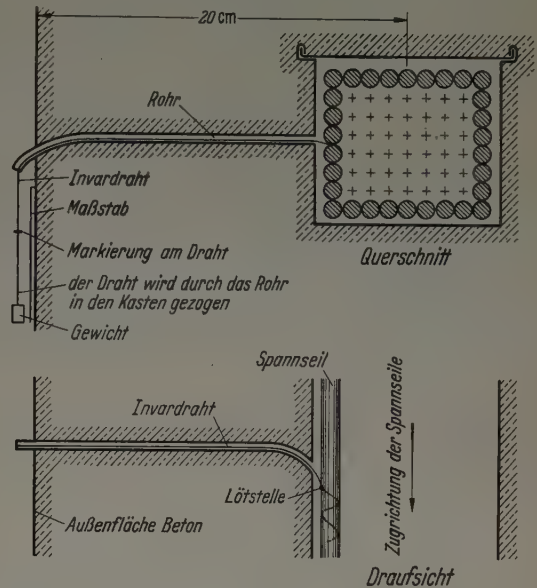


Bild 7. Meßeinrichtung für die Messung des Spannstahls innerhalb der Spannweite

auch die Umhüllungsrohre des Spannstahls, sofern sie aus Stahl sind, die Wärme schnell aufnehmen und entweder eine gewisse Sprengwirkung auf den Beton ausüben oder ausbeulen. Auch zur Klärung dieser Frage sind noch einige Versuche notwendig. Es kann aber schon jetzt gesagt werden, daß durch Einleiten von Dampf, warmer Luft oder warmem Wasser in die Gleitkanäle von Spannbetonbauten mit nachträglichem Verbund die Spannungsverluste aus Reibung weitgehend ausgeglichen werden können.

Schrifttum:

- [1] Zerna: Auslösen des Spannkraftverlustes infolge Reibung bei Spanngliedern für Spannbeton. B. u. St. 1953, Heft 9, Seite 209.
Zuschrift dazu: B. u. St. 1954, Heft 12, Seite 296.
- [2] Völter: Die Reibung im Spannbeton. B. u. St. 1954, Heft 6, Seite 138. Heft 7, Seite 156.
- [3] Bühner: Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 112, Seite 56.
- [4] Fritz: Ausgleich des Reibungsverlustes beim Spannen. B. u. St. 1953, Heft 10, Seite 225.
Zuschrift dazu: B. u. St. 1954, Heft 6, Seite 147.
- [5] Zerna: Spannbeton. Werner-Verlag Düsseldorf, 1953.

Neubau der Schöneberger- und Möckernbrücke in Berlin

Von Dr.-Ing. Robert Schwarz, Berlin

DK 624.21.012.46 Spannbetonbrücken

Bei der Wiederherstellung der durch Kriegseinwirkung zerstörten Möckernbrücke über den Landwehrkanal im Jahre 1952 wurde im Neubau in Berlin erstmalig das Spanungsverfahren Monierbau angewendet. Als zweite Anwendung folgte im Sommer 1953 der Neubau der Schöneberger Brücke, die über denselben Kanal führt und ebenfalls bei Kriegsende der Zerstörung anheimgefallen war. Die alten, in Natursteingewölben gebauten Brücken waren nahezu vollkommen vernichtet, die massiven, sehr tragfähigen Gewölbe trugen dagegen kaum Beschädigung, so daß sie ohne größere Instandsetzungsarbeiten zur Wiederaufnahme der neuen Brückenlasten angezogen werden konnten. Es war nur erforderlich, bei den Überlagern Raum für die Stahlbetonauflegerbänke der neuen Überbauten durch Abbruch des außerordentlich harten Klinkermauerwerks des oberen Widerlagerteiles zu schaffen. Als Tragwerk wurde der für lotrechte Widerlagerbewegungen weniger empfindliche Stahlbeton-Zweigelenrahmen gewählt. Die Möckernbrücke überspannt mit geringer Schiefe den Kanal, während die Schöneberger Brücke rechtwinklig ausgeführt werden konnte. Die

im folgenden genannten Maße beziehen sich auf die Schöneberger Brücke. Entsprechend den Ausschreibungsbedingungen mußte zur Einhaltung der vergrößerten lichten Durchfahrthöhe für die Schifffahrt die Scheitelunterkante gegenüber der alten Brücke angehoben werden, so daß nur eine Konstruktionshöhe von 35 cm verblieb. Das lichte Schiffsprofil beträgt 8,0 × 3,4 m. Während der Bauzeit mußte im Gerüst eine lichte Durchfahrthöhe von 2,65 m über HSW auf 8,0 m Breite zwischen den Leitwerken frei gehalten werden (s. Bild 1). Das Lehrgerüst wurde zur Holzeinsparung zweiteilig hergestellt. Im ersten Bauabschnitt diente es für die vorzuspannende 13,30 m breite Fahrbahn. Nach deren Ausrüstung wurde es für die beiden je 4 m breiten, schlaff bewehrten Gehbahnen nach den Seiten auseinandergezogen. Die Gerüstverschiebung ging nach Abspindeln des Obergerüsts rasch und reibungslos vonstatten.

Zur Einschalung der Leibung wurden bei der Möckernbrücke 5 cm dicke Bohlen unmittelbar auf den Kranzhölzern und bei der Schöneberger Brücke Hartfaserplatten auf Ruboraschalung mit entsprechend eng gelegten Unterlagshölzern verlegt (siehe Bild 1). Bei der Möckern-

brücke mußten, um in der Leibung die Reibung zwischen Beton und Schalung während des Vorspannens zu vermindern, die sich bei breiteren Bohlen ergebenden Kanten abgehobelt werden.

Nur der Fahrbahnteil ist, und zwar in beiden Richtungen,



Bild 1. Schöneberger Brücke im Bauzustand nach Fertigstellung der Betonarbeiten

vorgespannt worden, während die schweren, stark bemessenen Rahmenstiele nur schlaff bewehrt wurden, da hier durch die großen Auflasten eine Art Druckvorspannung verursacht wird und bei den reichlichen Abmessungen ohnehin nur geringe Spannungen entstehen. Beide Brücken waren für Brückenklasse 60 zu bemessen. Die wegen des Schiffsprofils vorgesehene geringe Bauhöhe in der Scheitelstrecke verursacht hier eine größere Weichheit des Systems, so daß mit Rücksicht auf die Biegebeanspruchungen eine Längsvorspannung und zur besseren Lastverteilung in der Querrichtung auch eine Quervorspannung erforderlich wird. Bei der Möckernbrücke waren vom Bauherrn für die Längs- und Quervorspannung 25-t-Spanneinheiten vorgeschrieben, während bei der Schöneberger Brücke für die Längsvorspannung solche mit 50 t zugelassen wurden; die Quervorspannung wurde wie bei der ersten Brücke mit 25-t-Spannbündeln ausgeführt. Da die örtlichen Verhältnisse bei beiden Brücken nahezu die gleichen waren, konnte man die für die Vorspannung aufgewendeten Lohnstunden miteinander vergleichen. Es ergab sich eine erhebliche Verminderung des Stundenaufwandes, und zwar von 35%, bezogen auf den Aufwand bei der Möckernbrücke. Da die Möckernbrücke, wie erwähnt, eine geringe Schiefe hat, verursachte allerdings das Einbauen der Ankerplatten für die Spannköpfe etwas größere, jedoch nicht ausschlaggebende Mehraufwendungen als bei der Schöneberger Brücke. Auch die Stoffkosten ermäßigen sich bei größeren Spanneinheiten, da weder Spannköpfe noch Bündelkanäle bei 50-t-Einheiten doppelt so teuer werden wie beim 25-t-Bündel.

Gestalt und Maße der Schöneberger Brücke gehen aus Bild 2 hervor, auf dem auch der Verlauf der Spannbündel dargestellt ist. Die schlaffe Bewehrung ist, wie zuvor erwähnt, nur auf die Rahmenstiele und den Bereich des Momentenwechsels beschränkt. Außerdem wurden noch Haltestäbe zur Sicherung der Bündel erforderlich (s. Bild 3). Hier sowie auf Bild 4 sind auch die Betonstützen mit den das Betoniergleis tragenden Hölzern zu sehen. Die Stützen wurden nach dem Betonieren nicht entfernt, sondern sind im Beton verblieben. Auf Bild 3 erkennt man auch die 50-t-Längs- und 25-t-Querbündel mit ihren Spiralbewehrungen an den fächerförmigen Verankerungen und den Spannköpfen. Auf Bild 4 ist der für die Betonierung fertig vorbereitete Fahrbahnteil der Brücke zu sehen.

Für den Fahrbahnbeton war B 300, für die Gehbahnen B 225 vorgeschrieben. Der Beton wurde beim Fahrbahnteil aus Grubenkies 0/30 mm, drei Körnungen Siebkies 3/7, 7/15, 15/30 mm und 300 kg/m³ Zement 325 hergestellt. Die geforderten Festigkeiten konnten mit dieser Mischung leicht erreicht werden. Im Bereiche der Spannköpfe und Verankerungen wurde B 350 vorgesehen. Die Betonierung des Fahrbahnteiles konnte im Dreischichtenbetrieb in zwei Tagen durchgeführt werden. Der Schüttvorgang wies keine Besonderheiten auf. Es wurde in der üblichen Weise mit zwei 500-l-Kaiser-Mischern, Rundkippern auf Betoniergleisen und Schräg-

rutschen von der Mitte nach den seitlichen Rändern der Brücke hin betoniert. Zum Einbringen des Betons für die tiefliegenden Teile der dicken Rahmenstiele sind Trichter mit Schüttrohren verwendet worden. Der Rahmen wurde in drei Abschnitten hergestellt.

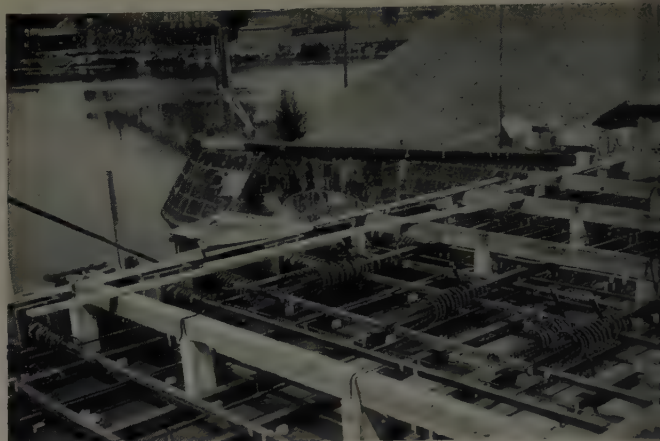


Bild 3. Anordnung der Bewehrung für die Schöneberger Brücke

Zuerst hat man das Mittelstück mit beiderseitigen schrägen Sperrungen und dann von den Gelenken aus hochgehend in 40 bis 50 cm hohen Lagen die beiden uferseitigen Teile geschüttet. Wegen des sehr warmen Sommerwetters beim Betonieren wurde, um Wasserverdunstung Rechnung zu tragen, der Beton nicht zu stark sondern mehr plastisch angemacht. Um die Setzungen des Gerüsts feststellen zu können, hat man bei der Schöneberger



Bild 4. Möckernbrücke, zur Betonierung vorbereitet

Brücke 6 Höhenmarken angebracht, die vor und nach der Betonfüllung nivelliert wurden. Es haben sich Setzungen, gemessen je zwei Punkten 4,80 m rechts und links vom Scheitel von im Mittel 31,5 mm und in den zwei Scheitelpunkten von 50 mm eingestellt.



Bild 5. Ansicht der Möckernbrücke

Längsschnitt in Brückenachse



Die Gleitkanäle wurden zwei Tage nach dem Vorspannen mit Zementmörtel aus Sand unter 1 mm Korngröße und Zement 325 mit Plastimentzusatz ausgepreßt. Verstopfungen sind nicht aufgetreten; schon wenige Sekunden nach Anschließen des Injektors trat der flüssige Mörtel am entgegengesetzten Ende aus. Der Vorspanntrupp aus besonders zuverlässigen Leuten, der sich bei früheren Spannbetonbauten in Berlin, dem Trinkwasserbehälter in Berlin-Neukölln [1] und den Bandbrücken in Berlin-Mariendorf eingearbeitet hatte [2], hat seine Arbeiten sorgfältig und gewissenhaft durchgeführt, so daß sich keinerlei Beanstandungen ergeben haben. Nach 1 1/4 Jahren wurden bei der Möckernbrücke Senkungsmessungen durchgeführt und nur der geringe Betrag von 5,0 mm im Scheitel festgestellt. Die Brücke hat demnach den an sie gestellten Anforderungen voll entsprochen.

Zur statischen Berechnung ist zu erwähnen, daß auf Veranlassung des Brückenbauamtes von einer genaueren Berechnung des Kriech- und Schwindeinflusses abgesehen und nach einer in dem damals bekannten Entwurf vom Januar 1950 der DIN 4227 enthaltenen Tafel VII für „Bauwerke im Freien und $\sigma_v \geq 8000 \text{ kg/cm}^2$ “ mit 1700 kg/cm^2 Spannungsverlust gerechnet worden ist. Da das Brückensystem statisch unbestimmt ist, beeinflußt die Vorspannung die statisch überzähligen Größen. Die Berechnung hat im vorliegenden Fall ergeben, daß sich mit der gewählten Führung der Spanngliedachse die Spannung im maßgebenden Querschnitt nur um etwa 20% vergrößert. Hieraus kann folgender Schluß gezogen werden: Bleibt man in einem ähnlichen Fall, bei welchem die Unterschiede zwischen den Momentenlinien aus ständiger Last, Vorspannung und systemeigenen Momenten der Eigenlast gering sind, 5% unter der zulässigen Spannung, so kann die zeitraubende Berechnung der durch die Vorspannung verursachten Nebenspannungen gespart werden.

Nach Verschieben des Lehrgerüsts wurden die beiden seitlichen Gehbahnen eingeschalt, schlaff bewehrt, betoniert und die restlichen

Fertigstellungsarbeiten durchgeführt, so daß die Möckernbrücke am 28. November 1952 und die Schöneberger Brücke am 5. Dezember 1953 dem Verkehr übergeben werden konnten.



Bild 6. Ansicht der Schöneberger Brücke

Die Bilder 5 und 6 zeigen die fertiggestellten Bauwerke. Wenn man sie mit den alten Natursteinbrücken vergleicht, erkennt man an den weit geöffneten, höheren Durchfahrtsprofilen für die Schifffahrt und an den leichteren Abmessungen bei schwereren Lasten den technischen Fortschritt. Die Gestaltung und der Entwurf der Brücken entstammen der Entwurfsabteilung des Brückenbauamtes. Die statischen Berechnungen wurden von der Beton-Monierbau A. G., Niederlassung Berlin, aufgestellt, die auch die Bauten ausführte.

Schrifttum:

- [1] Vgl. B. u. St. 1955, Heft 1, S. 38/41.
[2] Vgl. B. u. St. 1954, Heft 5, S. 106/115.

Torsion oder Drillung

Von Dr.-Ing. Wilhelm Fuchssteiner, Darmstadt

DK 624:023.73.1 Plattentheorie

In der Plattentheorie werden Drillmomente nur insoweit berücksichtigt, als sie die Hauptbiegemomente der Größe und Richtung nach beeinflussen. Die DIN 1045 gibt keine obere Grenze an für die Schubspannung aus Drillmomenten. Andererseits ist für Torsion (in DIN 1045 Verdrehung genannt), eine obere Grenze der Schubspannung angegeben, obwohl es keinen grundsätzlichen Unterschied zwischen Torsion und Drillung gibt*).

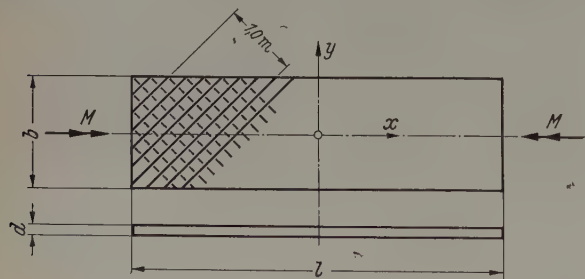


Bild 1. Tordierte Platte

Wenn wir an Hand eines Beispiels eine vergleichende Betrachtung anstellen, nehmen wir am besten einen Fall, der sich sowohl mit der Torsionstheorie als auch mit der Plattentheorie behandeln läßt. Die Platte nach Bild 1 sei durch ein Drehmoment M belastet, das durch Schubspannungen in die Platte eingeführt werden möge. Die Platte habe die Abmessungen l , b und d . Wenn im folgenden von einem Beispiel die Rede ist, sind die Abmessungen $b = 2,00 \text{ m}$, $d = 10 \text{ cm}$ gemeint. Der Abstand der Stahleinlagen vom unteren Rand sei dann 2 cm , so daß die statische Höhe $h = 8 \text{ cm}$ ist. Unter f_e werde die Einlage für einen Streifen von $1,0 \text{ m}$ Breite (im Grundriß schief gemessen) verstanden, und zwar die ausgezogenen Stäbe oben, die

punktierten unten. Beide Einlagen haben die 45° -Richtung, sollen

$$\begin{aligned} \text{die Momente } M_1 &= 400 \text{ kgm,} \\ M_2 &= 1200 \text{ kgm,} \\ M_3 &= 4000 \text{ kgm} \end{aligned}$$

in die Rechnung eingeführt werden. Für Betongüte B 225 Baustahl I sind die zulässigen Spannungen

$$\begin{aligned} \text{für Biegung: } \sigma_b &= 80 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_e &= 1400 \text{ kg/cm}^2, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{für Torsion: } \tau &= 6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ohne Nachweis für } f_e), \\ \tau &= 18 \text{ kg/cm}^2 \text{ (mit Nachweis für } f_e). \end{aligned}$$

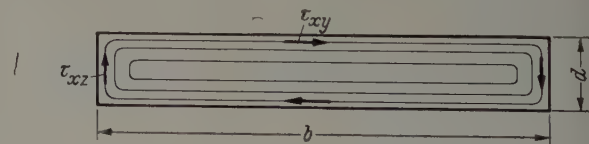


Bild 2. Spannungsverteilung nach der Torsionstheorie

1. Berechnung nach der Torsionstheorie

Nach der Theorie von de Saint-Venant ist der Schubspannungsfluß so wie in Bild 2 dargestellt.

Für $b : d = 20$ wird [1]

$$(1) \quad \tau_{xy} \approx 3 M / b d^2,$$

$$(2) \quad \tau_{xz} \approx 0,743 \cdot \tau_{xy} \approx 2,23 M / b d^2.$$

Maßgebend ist τ_{xy} . Es ist beispielsweise

$$\text{für } M_1 \quad \tau = 3 \cdot 40000 / (200 \cdot 10^2) = 6,0 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{für } M_2 \quad \tau = 18,0 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{für } M_3 \quad \tau = 60,0 \text{ kg/cm}^2.$$

* Anmerkung der Schriftleitung: Der Entwurf zu DIN 1080 — Zeichen für Festigkeitsberechnungen im Bauingenieurwesen — sieht einheitlich die Bezeichnung „Drillung“ vor.

Ergebnis: Für M_1 brauchen keine Einlagen nachgewiesen zu werden. M_2 ist gerade noch möglich, wenn das Moment ganz durch die Einlagen aufgenommen wird. M_3 ist nur möglich, wenn die Abmessungen vergrößert werden; die zulässige Schubspannung wird das 3,3fache überschritten. Für M_2 ergeben sich die erforderlichen Einlagen für die 45°-Richtung bei einem Kernquerschnitt von

$$F_k = (200 - 4) \cdot (10 - 4) \approx 1180 \text{ cm}^2 \text{ zu}$$

$$f_e = \frac{100 M}{2 \sqrt{2} \cdot \sigma_e F_k} = \frac{100 \cdot 120000}{2 \sqrt{2} \cdot 1400 \cdot 1180} = 2,55 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Berechnung nach der Plattentheorie

Der Verformungszustand wird genau beschrieben durch

$$w = -\frac{M}{2 b D (1 - \mu)} \cdot xy.$$

Es ist $\partial^2 w / \partial x^2 = \partial^2 w / \partial y^2 = \Delta w = \Delta \Delta w = 0$.

mit wird

$$(3) \quad m_x = m_y = q_x = q_y = p = 0,$$

$$(4) \quad m_{xy} = -D (1 - \mu) \partial^2 w / \partial x \partial y = M/2 b.$$

Die Platte am (langen) Rand $y = \pm b/2$ in Wirklichkeit frei von Drillmomenten, wird die Ersatzquerkraft $\bar{q}_y = \partial m_{xy} / \partial x = 0$ die Eckkraft $K = m_{xy} = M/2 b$.

An der Schmalseite $x = \pm l/2$ tritt das Drillmoment wirklich ein. Da mit seiner Hilfe das Moment M in die Platte eingeführt werden soll (infolgedessen hat die Schmalseite keinen Einfluß auf die Eckkraft).

Damit sind die einzigen äußeren Belastungen der Platte:

an der Schmalseite angreifende Drillmoment $m_{xy} = M/2 b$, die beiden Eckkräfte $K = M/2 b$.

Beide Einflüsse zusammen ergeben das resultierende Moment M , zu beweisen war. An der Schmalseite greifen mithin die Kräfte in Bild 3 an.

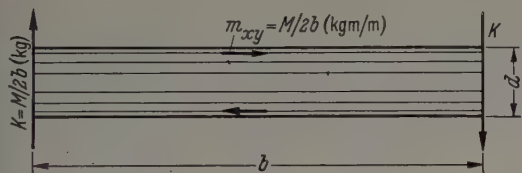


Bild 3. Spannungsverteilung nach der Plattentheorie

Das Drillmoment $M/2 b$ erzeugt oben und unten die Randspannung

$$\tau_{xy} = \frac{M/2 b}{W} = \frac{M/2 b}{d^3/6} = \frac{3 M}{b d^2},$$

Spannung, die mit τ_{xy} nach Gl. (1) genau übereinstimmt. Im Gegensatz ist der Unterschied zu Bild 2 der:

Die τ_{xy} -Spannungen, die in Bild 2 kurz vor der Ecke aus der gerechten Richtung in die senkrechte umbiegen, gehen in Bild 3 in die Ecke waagrecht heran und werden zu einer senkrechten Eckkraft zusammengefaßt. Wir können die Spannungen nach Bild 3 als auf Kosten der Genauigkeit idealisiert bezeichnen. Dies an den mathematischen Ansätzen der Plattentheorie, die nur gerechte Schubspannungen aus Drillmomenten berücksichtigen. Wenn wir nun die Platte bemessen, berücksichtigen wir die Hauptmomente, deren Richtung 45° ist, und deren Größe mit

$$m = m_{xy} = M/2 b$$

beschrieben ist. Mit

$$h = k_h \cdot \sqrt{m} \quad (k_h = 8,0 \text{ für } \sigma = 80/1400) \text{ [I; S. 354]}$$

für die angegebenen Zahlen das Moment

$$\text{zul } m = \left(\frac{h}{k_h} \right)^2 = \left(\frac{8}{8,0} \right)^2 = 1,00 \text{ tm/m}$$

erhebbar. Also ist

$$\text{zul } M = 2 b m = 2 \cdot 2,0 \cdot 1,00 = 4,00 \text{ tm} = 4000 \text{ kgm}.$$

Es ist also M_3 das zulässige Moment nach der Plattentheorie.

Die erforderliche Stahleinlage ist

$$\text{für } M_3: f_e = k_e m/h = 0,84 \cdot 1,00/0,08 = 10,50 \text{ cm}^2/\text{m},$$

$$\text{für } M_2: f_e = k_e m/h \approx 0,79 \cdot 0,30/0,08 \approx 2,95 \text{ cm}^2/\text{m},$$

$$\text{für } M_1: f_e = k_e m/h \approx 0,77 \cdot 0,10/0,08 \approx 0,95 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

3. Vergleich zwischen Torsionstheorie und Plattentheorie

a) $M \leq 400 \text{ kgm}$

Ist $M \leq M_1 = 400 \text{ kgm}$, so bietet uns die Torsionstheorie den Vorteil, daß wir keine Stahleinlagen benötigen, während die Plattentheorie 0,95 cm²/m verlangt.

b) $400 \leq M \leq 1200 \text{ kgm}$

Für diesen Fall ist zwischen beiden Theorien kein grundsätzlicher Unterschied vorhanden. Beide verlangen Bewehrung, wenn auch ein zahlenmäßiger Unterschied von $(2,95 - 2,55)/2,55 \approx 16\%$ mehr bei einer Rechnung nach der Plattentheorie gegenüber der Torsionstheorie besteht.

c) $1200 \leq M \leq 4000 \text{ kgm}$

Hier wird der eigentliche Unterschied erkennbar. In diesem Bereich verbietet die DIN 1045 die Ausführung, wenn man die Spannungen als Torsionsspannungen bezeichnet. Wählt man aber die Worte „Drillmomente“ und „Hauptbiegemomente“, so ist die Ausführung ohne weiteres gestattet, und zwar bis zum 3,3fachen Betrag des Momentes. Außerdem bietet die Plattentheorie noch einen anderen Vorteil: die Bewehrung muß nur oben und unten verlegt werden. Die Torsionstheorie verlangt dagegen, daß die Bewehrung wendelförmig rings um den Querschnitt geführt wird.

4. Folgerungen

Natürlich gibt es keinen wirklichen Unterschied zwischen Torsion und Drillung. Wenn diese unterschiedliche Behandlung ein und desselben Problems möglich ist, liegt dies nur daran, daß in den Erkenntnissen der Plattentheorie eine Unzulänglichkeit steckt, die dazu geführt hat, daß die zulässigen Spannungen in der DIN 1045 nicht folgerichtig festgesetzt sind.

An frei drehbaren und freien Plattenrändern treten nach der Plattentheorie rechnerische Drillmomente auf, die in Wirklichkeit nicht vorhanden sind. Man führt deshalb durch „Ersatzquerkräfte“ solche Momente ein.

Im Bild 4a sind die rechnerischen Drillmomente am Plattenrand dargestellt. Der Rand selber aber soll in Wirklichkeit drillungsfrei sein. Aus Bild 2 jedoch erkennen wir, daß dicht hinter dem Plattenrand die Drillmomente beginnen. Wir denken uns einen Streifen von der Breite t vom Plattenrand abgeschnitten (Bild 4b). Seine Aufgabe soll es sein, vom Auflager her senkrechte Kräfte $P(x)$ aufzunehmen und diese in Form von Drillmomenten an die Platte weiterzugeben. Die Wirkungsweise dieses Streifens ist in Bild 4c erläutert; $P(x)$ soll verglichen mit $m_{xy}(x)$ eine statisch gleichwertige Last sein. Beide zusammen müssen also in dem Randbalken von der Breite t das Moment $M(x) = 0$ erzeugen. Es ist

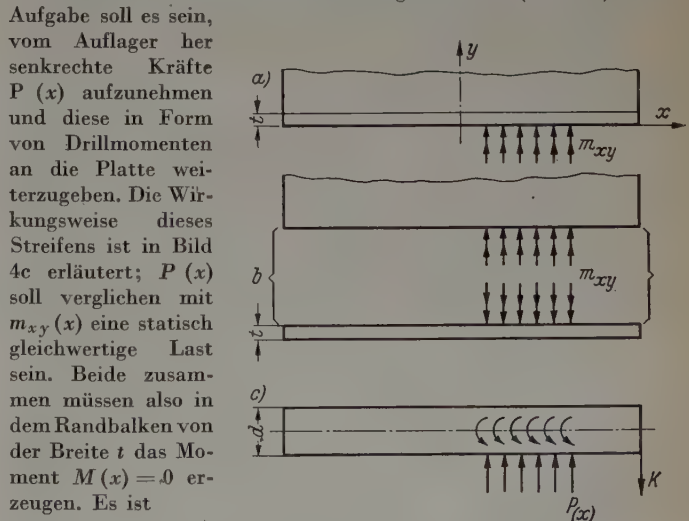


Bild 4. Wirkungsweise des Randstreifens

$$P(x) \cdot dx = dQ(x), \\ Q(x) \cdot dx - m_{xy}(x) \cdot dx = dM(x) = 0.$$

Hieraus folgt

$$Q(x) = m_{xy}(x) \\ P(x) = dQ(x)/dx = dm_{xy}(x)/dx.$$

Diese Gleichungen sind bekannt. Man zählt $P(x)$ ersatzweise

für m_{xy} den Auflagerkräften zu und nennt diese dann „Ersatzquerkräfte“. Sonderbarerweise aber berücksichtigt man nicht, daß der Randstreifenbalken auch noch eine Querkraft $Q(x)$ bekommt. Es ist nur üblich, diese Querkraft — als „Eckkraft“ bezeichnet — an der Ecke zu beachten, wo dann allerdings vom anderen Rand die gleiche Kraft hinzukommt, falls auch dort das Drillmoment durch eine Auflagerkraft ersetzt wird.

Das rechnerische Randdrillungsmoment am Rand $y = \text{const}$ erzeugt also zwar eine zusätzliche Auflagerkraft; diese aber bedeutet keine Zunahme der Querkraft q_y , sondern ruft im Normalschnitt zum Rand eine Querkraft q_x hervor, die aber auf den Streifen t beschränkt ist und insgesamt die Größe $Q(x)$ hat. Sie erzeugt in dem homogenen Randstreifenbalken

$$\tau_{xz} = \frac{3}{2} \frac{Q(x)}{td} = \frac{3}{2} \frac{m_{xy}}{td}.$$

Gleichzeitig ist aber nach Gl. (2) und (4)

$$\tau_{xz} = 2,23 \frac{M}{b d^2} = 4,46 \frac{m_{xy}}{d^2}.$$

Der Vergleich ergibt

$$(5) \quad t \approx d/3$$

$$(6) \quad \tau \approx 1,5 m_{xy}/td \approx 4,5 m_{xy}/d^2.$$

Der Ersatz der Randdrillmomente durch Auflagerkräfte wird so begründet [2]:

Die um 90° gedrehten Kräftepaare der Randdrillmomente ergeben (Bild 5a) quergerichtete Randkräfte, die sich zum größten Teil gegenseitig aufheben. Nur die Differentiale dieser Randkräfte bleiben als zusätzliche Auflagerkräfte übrig.

Es ist zwar richtig, daß sich die Kräfte gegenseitig aufheben, aber nur bzgl. der äußeren Kräfte, nämlich so, wie die Querkräfte in einem Balken sich gegenseitig aufheben, so daß als äußere Belastungen nur die Differenzen übrigbleiben (Vergl. Bild 5b).

Aus dem bisher Gesagten folgt:

Wenn man Drillmomente als schief gerichtete Hauptbiegemomente auffassen kann und die Platte nach $\sigma_b \text{ zul}$ bemißt, so muß man folgerichtig auch die Torsion so auffassen, und die Grenze von τ_{zul} für Torsion wird damit hinfällig.

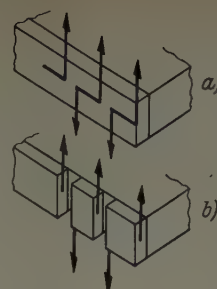


Bild 5. Wirkung der Rand-Drillungsmomente auf den Randstreifen

Wenn man aber die Grenze für τ_{zul} behält, dann muß diese Grenze auch die Querkräfte aus den Randdrillmomenten gelten, sofern sie berechtigt sein soll. Hiervon ist nirgends die Rede; man nimmt keine Rücksicht auf diese Querkräfte.

Beispielsweise tritt bei frei aufliegenden Platten an der Ecke ein Drillmoment von der Größenordnung des Feldmomentes m . Wenn bei homogenem Material Feld eine Spannung

$$\sigma = 6m/d^2$$

entsteht, wird an der Ecke aus der quergerichteten Eckkraft nach Gl. (6) die Schubspannung

$$\tau = 4,5 m/d^2$$

erzeugt. Mit $\sigma = \sigma_{\text{zul}}$ wird dann $\tau = \frac{3}{4} \sigma_{\text{zul}}$, was offenbar

Überschreitung der zulässigen Schubspannung um rund 250%

Man kann dagegen einwenden, daß sich an Tausenden von Platten bisher kaum Schäden aus diesen Spannungsüberschreitungen gezeigt haben. Aber man kann dann gleichzeitig sagen, daß bei gleichem Spannungsüberschreitungen sich wahrscheinlich auch keine Schäden an tordierten Querschnitten gezeigt hätten.

Worauf das Ausbleiben solcher Schäden trotz rechnerischer Spannungsüberschreitungen zurückzuführen ist, ist schwer zu gründen. Vielleicht liegt es daran, daß der Randstreifenbalken $t = d/3$ bei Überbeanspruchung irgendeine Art von Fließerscheinung zeigt und die Querkräfte sich auf einen breiteren Randstreifen verteilen. Es ist auch möglich, daß wegen allseitigen Druckes (durch Mauerauflasten usw.) der Zug aus Schub weitgehend aufgehoben wird. Meine Ausführungen können daher zunächst nur dazu beitragen, auf diese noch offene Frage hinzuweisen und ihre weitere Behandlung anzuregen.

Schrifttum:

- [1] Betonkalender 1955, I. Teil, S. 202, Berlin 1955, Wilh. Ernst & Sohn.
[2] Girkmann, Flächentragwerke, 3. Aufl., S. 162, Wien 1954, Springer-Verlag.

Zur Theorie statisch unbestimmter Verbundsysteme aus Stahlbetonfertigteilen und Ortbeton bei Berücksichtigung der Eigenspannungen aus Kriechen und Schwinden

Von Dr.-Ing. Hermann Rühle, Dresden

DK 624.012.41; 593,4 Theorie des Stahlbetons
DK 624.012.3 Vorgefertigte Betonteile

Das Bauen mit Stahlbetonfertigteilen erschwert die Herstellung statisch unbestimmter Systeme. Hierin unterscheidet es sich nachteilig von der monolithischen Bauart, da Bestimmungszweck und Wirtschaftlichkeit oft zur Wahl eines statisch unbestimmten Systems führen. Dieses kann allerdings auch bei Montagebauten hergestellt werden, indem man entweder auf die Verbundbauart aus vorgefertigten Stahlbetonteilen und nach der Verlegung eingebrachtem Ortbeton (Betonverbund) zurückgreift oder nachträglich die Fertigteile schub- und biegefest verbindet. Während die letztere der beiden Möglichkeiten vom Verfasser in [5] theoretisch schon näher behandelt wurde, soll die vorliegende Arbeit zur Klärung der Theorie statisch unbestimmter Systeme in Betonverbund beitragen. In den letzten Jahren ist eine größere Zahl derartiger Bauten errichtet worden, aus der zur Erläuterung der auftretenden Fragen und anschließend als Rechenbeispiele zwei besonders ausgeprägte Bauwerke (Bild 1a und 1b) herausgegriffen werden sollen.

Die Grundlagen der folgenden theoretischen Betrachtungen — die Auswirkungen des Kriechens und Schwindens und ihre rechnerische Erfassung — werden

in [2, 3] und vielen anderen Arbeiten über die Stahlverbundbau sowie in DIN 4227 „Spannbeton“ so eingehend behandelt, daß dieser Stelle auf ihre Wiedergabe verzichtet werden kann.

Dischinger [1] hat für monolithischen Stahlbeton zur Berücksichtigung des Kriechens und Schwindens die Elastizitätsgleichung erweitert, indem er den federnden E -Modul E_0 durch den ideen-

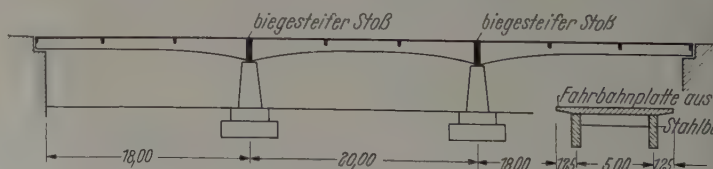


Bild 1a. Durchlaufender Träger in Betonverbundbauart.

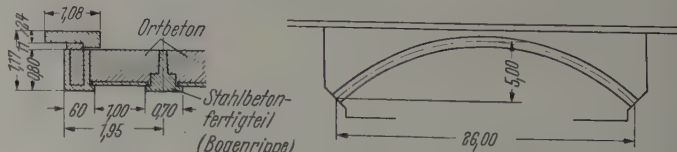


Bild 1b. Gewölbe in Betonverbundbauart.

hängigen

$$E_t = \frac{E_0}{1 + \varphi_t} \quad (1)$$

te.

durch folgt als k.-Zeile:

$$+ X_{a,w} \cdot (1 + \varphi_t) + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{d X_{a,t}}{dt} \cdot (1 + \varphi_t - \varphi_{t1}) dt_1 \cdot \delta_{ka}$$

$$(X_n^e + X_n^w) \cdot (1 + \varphi_t) + \int_{t_1=0}^{t_1=0} \frac{d X_{n,t}}{dt} \cdot (1 + \varphi_t - \varphi_{t1}) dt_1 \cdot \delta_{kn}$$

$$(1 + \varphi_t) - \sum C_k \cdot \Delta_k + \delta_{ks} \cdot \frac{\varphi_t}{\varphi_n} = 0 \quad (2)$$

Gleichung besitzt außer für monolithischen Stahlbeton noch Ausgangsgleichung für Stahlverbundsysteme Bedeutung und den Arbeiten von Klöppel [2] und Sattler [3] zugrunde.

Stahlverbund und Betonverbund ähneln sich in ihrem Verhalten nur muß bei letzterem beachtet werden, daß beide Verbund- bleibenden Verformungen infolge Kriechens und Schwindens worfen sind. Davon wird bei den in der Folge durchgeführten suchungen in Anlehnung an [2] und [3] ausgegangen.

Betonverbundquerschnitt entstehen infolge der unterschied- bleibenden Formänderungen beider Teile Eigenspannungen, deren Größe und Bedeutung der Verfasser in [6] berichtet hat (auch Bild 2).

Nächst wird ein gleichbleibendes Biegemoment M_0 zur Zeit infolge der verschiedenen elastischen Eigenschaften von gteil und Ortbeton auf die beiden Balkenteilquerschnitte wie verteilt:

$$M_a = M_0 \cdot \eta \cdot \frac{J_a}{J_{a+n}}; \quad M_n = M_0 \cdot \frac{J_n}{J_{a+n}} \quad (3)$$

durch Kriechen und Schwinden erzeugten Eigenspannungen dern bis zur Zeit $t = t_n$ die beiden Momentenanteile und en unter Umständen zu einer recht beträchtlichen Spannung- an einem der beiden Verbundteile führen. Ausschlag- d dafür ist der Unterschied in Güte und Abmessungen beider ubliche Bereiche, wozu Altersunterschiede infolge längerer Lagerung der gteile kommen.

Zeit $t = t_n$ gilt (vgl. [6]) für:

chen

$$= \frac{e^{\lambda_2 \varphi_t}}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot (A_1 + A_4 \cdot \lambda_1) - \frac{e^{\lambda_1 \varphi_t}}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot (A_1 + A_4 \cdot \lambda_2) + A_4 \quad (4)$$

$$= \frac{e^{\lambda_1 \varphi_t}}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot (A_1 + A_4 \cdot \lambda_2) \cdot (A_3 + A_2 \cdot \lambda_1)$$

$$= \frac{e^{\lambda_2 \varphi_t}}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot (A_1 + A_4 \cdot \lambda_2) (A_3 + A_2 \cdot \lambda_1)$$

$$+ A_3 \cdot A_4 + A_1 \cdot A_2 \quad (5)$$

vinden

$$s = \frac{e^{\lambda_2 \varphi_t}}{\lambda_1 - \lambda_2} \cdot (A_{1s} - A_{4s} \cdot \lambda_1)$$

$$= \frac{e^{\lambda_1 \varphi_t}}{\lambda_1 - \lambda_2} \cdot (A_{1s} - A_{4s} \cdot \lambda_2) + A_{4s} \quad (6)$$

$$s = \frac{e^{\lambda_1 \varphi_t}}{\lambda_1 - \lambda_2} \cdot (A_{1s} - A_{4s} \cdot \lambda_2) \cdot (A_{3s} + A_{2s} \cdot \lambda_1)$$

$$= \frac{e^{\lambda_2 \varphi_t}}{\lambda_1 - \lambda_2} \cdot (A_{1s} - A_{4s} \cdot \lambda_1) \cdot (A_{3s} + A_{2s} \cdot \lambda_2)$$

$$- A_{4s} \cdot A_{3s} - A_{1s} \cdot A_{2s} \quad (7)$$

Eigenspannungen beeinflussen die Schnittkräfte und führen magerungen, die weiter untersucht werden sollen.

Berechnung statisch unbestimmter Betonverbundsysteme zur $t = t_0$, also vor Eintreten der bleibenden Formänderungen, scheidet sich von dem üblichen Rechengang nur dadurch, daß u. U. veränderliche Trägheitsmoment J_{a+n} eingeführt wird.

$$\sum_{i=1}^{i=n} (X_i + X_{is} + X_{iw}) \cdot \delta_{ki} = -\delta_{ko} - \delta_{ks} + \sum C_k \Delta_k \quad (8)$$

wobei

$$\delta_{ki} = f M_k \cdot M_i \cdot \frac{ds}{E_a \cdot J_{a+n}} + f N_k \cdot N_i \cdot \frac{ds}{E_a \cdot F_{a+n}} \quad (9)$$

$$\delta_{ko} = f M_k \cdot M_o \cdot \frac{ds}{E_a \cdot J_{a+n}} + f N_k \cdot N_o \cdot \frac{ds}{F_a \cdot F_{a+n}} \quad (10)$$

$$\delta_{ks} = f N_k \cdot \alpha \cdot T \cdot ds \quad (11)$$

Davon ausgehend, daß das Fertigteil eine gleiche Verdrehung wie der gesamte Verbundquerschnitt aufweisen muß, kann die Größe der Verdrehung des gesamten Verbundquerschnittes nach Auswirkung der plastischen Formänderungen zur Zeit $t = t_n$ wie folgt ange- schrieben werden:

$$d \psi_{k,t} = \frac{M_{k,a,t}}{E_a \cdot J_a} \cdot (1 + \varphi_t) \cdot ds \quad (12)$$

Damit sind die unmittelbar abhängigen Beziehungen zwischen $d \psi_{k,t,a+n}$ und $d \psi_{k,t,a}$ bzw. $M_{k,a,t}$ und M_0 gegeben. Die Verträglichkeitsbedingung Gl. (8) sagt, daß die gegenseitige Verschiebung bzw. Verdrehung δ_k bzw. ψ_k der beiden Ufer des Querschnittes k mit $-X_k$ durch die äußeren Kräfte X_i für die Vorzeichen und φ für die Belastungszahlen Null ist.

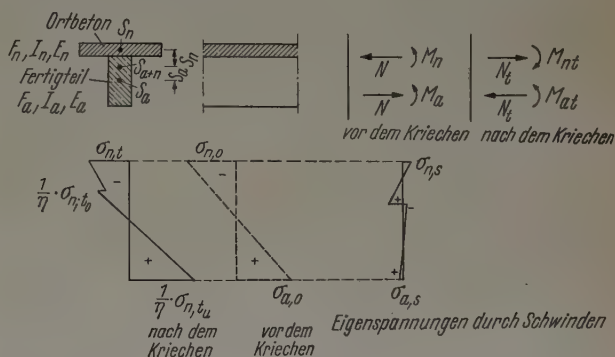


Bild 2. Spannungsumlagerungen durch Eigenspannungen an Betonverbundquerschnitten

Für das statisch bestimmte Hauptsystem heißt das in unserem Fall:

$$\delta_{ki}(\varphi_t) = \int_0^s M_i \cdot d \psi_{k,t} = \int_0^s M_i \cdot \frac{M_{k,a,t}}{E_a \cdot J_a} \cdot (1 + \varphi_t) ds \quad (13)$$

$$\delta_{ko}(\varphi_t) = \int_0^s M_o \cdot \frac{M_{k,a,t}}{E_a \cdot J_a} \cdot (1 + \varphi_t) \cdot ds \quad (14)$$

$M_{k,a,t}$ ist aus (5) bekannt.

Mit

$$A_1 = M_n \cdot A_1', \quad A_2 = A_2', \quad A_3 = A_3', \quad A_4 = M_n \cdot A_4' \quad (15)$$

erhält man:

$$M_{k,a,t} = M_{kn} \left[\frac{e^{\lambda_1 \varphi_t}}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot (A_1' + \lambda_2 \cdot A_4') \cdot (A_3' + A_2' \cdot \lambda_1) - \frac{e^{\lambda_2 \varphi_t}}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot (A_1' + \lambda_1 \cdot A_4') \cdot (A_3' + A_2' \cdot \lambda_2) - A_3' \cdot A_4' + A_1' \cdot A_2' \right] = M_{kn} \cdot \kappa \cdot (\varphi_t) \quad (16)$$

Aus Gl. (13) wird bei gleichzeitiger Beachtung der Gl. (3):

$$\delta_{ki}(\varphi_t) = \int M_i \cdot M_k \cdot \frac{v \cdot ds}{E_n \cdot J_{a+n}} \quad (17)$$

wenn man setzt:

$$\frac{M_{k,a,t}}{E_a \cdot J_a} = \frac{M_k \cdot v}{E_n \cdot J_{a+n}} \quad (18)$$

wobei ist:

$$v = \frac{J_n \cdot E_n}{J_a \cdot E_a} \cdot \kappa(\varphi_t) \quad (19)$$

Nummehr kann ein Gl. (2) ähnliches Gleichungssystem aufgestellt werden, wozu man außer Gl. (17) noch deren Ableitung nach dt benötigt:

$$\frac{d}{dt} \int M_i \cdot M_k \cdot \frac{v \cdot ds}{E_n \cdot J_{a+n}} = \int M_i \cdot M_k \cdot \frac{dv}{dt} \cdot \frac{ds}{E_n \cdot J_{a+n}} \quad (20)$$

Man multipliziert mit $\frac{dt}{d\varphi_i}$ und erhält:

$$\frac{d}{d\varphi_i} \int M_i \cdot M_k \cdot \frac{v \cdot ds}{E_n \cdot J_{a+n}} = \int M_i \cdot M_k \cdot \frac{dv}{d\varphi_i} \cdot \frac{ds}{E_n \cdot J_{a+n}} \quad (21)$$

wobei:

$$v' = \frac{dv}{d\varphi_i} = \frac{J_n \cdot E_n}{J_a \cdot E_a} \left[\frac{\lambda_1 \cdot e^{\lambda_1 \varphi_i}}{\lambda_2 - \lambda_1} (A_1' + \lambda_2 \cdot A_4') \cdot (A_3' + \lambda_1 \cdot A_2') - \frac{\lambda_1 \cdot e^{\lambda_2 \varphi_i}}{\lambda_2 - \lambda_1} \cdot (A_1' + \lambda_1 \cdot A_4') (A_3' + \lambda_2 \cdot A_2') \right] \quad (22)$$

Läßt man zunächst das Schwinden und die Auflagerverschiebungen unberücksichtigt, so folgt entsprechend Gl. (2) und Gl. (22) der Arbeit von Klöppel [2] als k. Zeile:

$$\begin{aligned} X_a \cdot \left(\delta_{ka} + \int_0^s M_a \cdot M_k \cdot \frac{v \cdot ds}{E_n \cdot J_{a+n}} \right) + \delta_{ka} \cdot \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{at_1}}{dt} dt_1 \\ + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{at_1}}{dt} \left(\int_0^s M_a \cdot M_k \cdot \frac{v \cdot ds}{E_n \cdot J_{a+n}} - \int_0^s M_a \cdot M_k \cdot \frac{v(t_1) \cdot ds}{E_n \cdot J_{a+n}} \right) dt_1 \\ + X_n \left(\delta_{kn} + \int_0^s M_k \cdot M_n \cdot \frac{v \cdot ds}{E_n \cdot J_{a+n}} \right) + \delta_{kn} \cdot \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{nt_1}}{dt} dt_1 \\ + \int_{t_1=0}^{t_1=t} \frac{dX_{nt_1}}{dt} \left(\int_0^s M_k \cdot M_n \cdot \frac{v \cdot ds}{E_n \cdot J_{a+n}} - \int_0^s M_k \cdot M_n \cdot \frac{v(t_1) \cdot ds}{E_n \cdot J_{a+n}} \right) dt_1 \\ = -\delta_{k0} - \int_0^s M_0 \cdot M_k \cdot \frac{v}{E_n \cdot J_{a+n}} \cdot ds \quad (23) \end{aligned}$$

Gl. (23) wird nach dt differenziert und anschließend mit $\frac{dt}{d\varphi_i}$ multipliziert. Daraus folgt mit

$$\frac{\delta_{ik}(\varphi_i)}{\delta_{ik}} = \frac{\int_0^s M_i \cdot M_k \cdot v' \cdot \frac{ds}{E_n \cdot J_{a+n}}}{\int_0^s M_i \cdot M_k \cdot \frac{ds}{E_n \cdot J_{a+n}}} = \mu_{ik}(\varphi_i) \quad (24)$$

ein System vollständiger Differentialgleichungen:

$$\begin{aligned} \left(\frac{dX_{at}}{d\varphi_i} + X_{at} \cdot \mu_{aa} \right) \delta_{aa} + \dots + \left(\frac{dX_{nt}}{d\varphi_i} + X_{nt} \cdot \mu_{an} \right) \cdot \delta_{an} \\ = -\mu_{a0} \cdot \delta_{a0} - X_a \cdot \mu_{aa} \cdot \delta_{aa} - \dots - X_n \cdot \mu_{an} \cdot \delta_{an} \\ \left(\frac{dX_{at}}{d\varphi_i} + X_{at} \cdot \mu_{na} \right) \cdot \delta_{na} + \dots + \left(\frac{dX_{nt}}{d\varphi_i} + X_{nt} \cdot \mu_{nn} \right) \cdot \delta_{nn} \\ = -\mu_{n0} \cdot \delta_{n0} - X_a \cdot \mu_{na} \cdot \delta_{na} - \dots - X_n \cdot \mu_{nn} \cdot \delta_{nn} \end{aligned} \quad (25)$$

Man sieht, daß die Verträglichkeitsbedingung

$$-\mu_{k0} \cdot \delta_{k0} - X_a \cdot \mu_{ka} \cdot \delta_{ka} - \dots - X_n \cdot \mu_{kn} \cdot \delta_{kn} = 0 \quad (26)$$

nur erfüllt werden kann, wenn $\mu_{ik} = \text{const. d. h. } v' = \text{const.}$

Dann gilt:

$$\left(\frac{dX_{at}}{d\varphi_i} + X_{at} \cdot \mu \right) \cdot \delta_{ka} + \dots + \left(\frac{dX_{nt}}{d\varphi_i} + X_{nt} \cdot \mu \right) \delta_{kn} = 0 \quad (27)$$

Die weitere Ableitung kann grundsätzlich Dischinger [1] folgen und führt auch zu dessen Ergebnissen, wenn $\mu = 1$, d. h. keine Eigenspannungen vorliegen, das Bauwerk also aus einheitlichem Beton hergestellt ist.

Die μ_{ik} -Werte geben im Zeitabstand das Verhältnis der plastischen Verformung durch Schwinden und Kriechen zur elastischen Verformung an; μ_{ik} ist somit zeitabhängig veränderlich.

Für die weitere Berechnung eröffnen sich nunmehr die folgenden zwei Wege, entweder für die Lösung des Systems von n Differentialgleichungen (25) eine Lösung durch Annäherung zu suchen oder nach Klöppel [2] und Sattler [3] die Abhängigkeit der μ_{ik} -Werte voneinander zu untersuchen, um bei gesetzmäßig erkannten Beziehungen durch entsprechende Vereinfachung zum Ziel zu gelangen. Für beide Wege ist es unerlässlich, eine Anzahl μ_{ik} -Werte bei verschiedenen Verhältnissen zu berechnen. Dargestellt ergeben sie folgendes Bild (vgl. Bild 3):

Die in Bild 3 dargestellten Kurven zeigen für Regelfälle nur sehr geringe Unterschiede und fallen im Bereich φ_i praktisch zusammen.

Diese Tatsache gestattet, wie bei Stahlverbund [2] [3], die w Entwicklung dieser Aufgabe bei Annahme eines gleichbleibend zeitabhängigen μ_{kk} vorzunehmen.

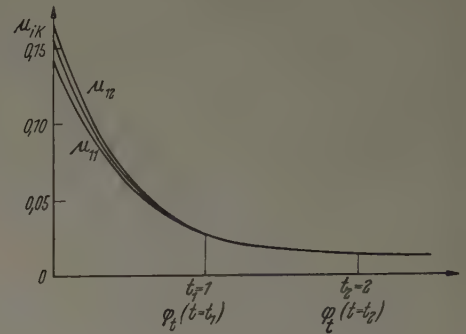


Bild 3. μ_{ik} -Werte für verschiedene Verhältnisse

Zur Vollständigkeit soll in der Folge kurz auf eine in Zusammenarbeit mit H. Kummer entwickelte Annäherungslösung des liegenden Systems von Differentialgleichungen (25) eingegangen werden. Diese Lösung dürfte möglicherweise auch für Stahlverbund interessieren.

In Gl. (25) sind $\frac{dX_{it}}{dt}$, X_{it} und μ_{ik} Funktionen von φ_i . Die μ_{ik} -Werte kann man genügend genau durch Funktionen beschreiben, die in Potenzreihen entwickelbar sind. Die Gleichungen für μ_{ik} unterscheiden sich so nur durch einen gleichbleibenden Faktor. Es ist

$$\mu_{ik} = \alpha_{ik} \cdot f(\varphi) \quad (28)$$

Mit der folgenden Abkürzung:

$$\beta_{k0} = -\alpha_{k0} \cdot \delta_{k0} - X_a \cdot \alpha_{ka} \cdot \delta_{ka} - \dots - X_n \cdot \alpha_{kn} \cdot \delta_{kn}$$

kann man das Gleichungssystem (25) wie folgt anschreiben:

$$\begin{aligned} \delta_{aa} \cdot \frac{dX_{at}}{dt} + \dots + \delta_{an} \cdot \frac{dX_{nt}}{dt} \\ = f(\varphi_i) [\beta_{a0} + \delta_{aa} \cdot \alpha_{aa} \cdot X_{at} + \dots + \delta_{an} \cdot \alpha_{an} \cdot X_{nt}] \\ \delta_{na} \cdot \frac{dX_{at}}{dt} + \dots + \delta_{nn} \cdot \frac{dX_{nt}}{dt} \\ = f(\varphi_i) [\beta_{n0} + \delta_{na} \cdot \alpha_{na} \cdot X_{at} + \dots + \delta_{nn} \cdot \alpha_{nn} \cdot X_{nt}] \end{aligned}$$

$\frac{dX_{it}}{dt}$ läßt sich wie folgt ausdrücken:

$$\frac{dX_{at}}{dt} = f(\varphi_i) (B_{a0} + B_{aa} \cdot X_{at} + \dots + B_{an} \cdot X_{nt})$$

$$\frac{dX_{nt}}{dt} = f(\varphi_i) \cdot (B_{n0} + B_{na} \cdot X_{at} + \dots + B_{nn} \cdot X_{nt})$$

wobei:

$$B_{k0} = \frac{1}{D} \sum_{r=1}^n \beta_{v0} \cdot A_{vk}, \quad B_{kk} = \frac{1}{D} \sum_{r=1}^n \alpha_{vk} \cdot \delta_{vk} \cdot A_{vk}$$

Dabei sind $D \equiv \delta_{ik}$ -Determinante und A_{ik} die Adjunkten der δ_{ik} -Determinante ($D \neq 0$).

Setzt man folgende Lösungssätze in Gl. (31) ein:

$$\begin{aligned} X_{at} &= \sum_{r=0}^{\infty} a_{ar} \cdot \varphi_i^r; \\ \frac{dX_{at}}{dt} &= \sum_{r=1}^{\infty} r \cdot a_{ar} \cdot \varphi_i^{r-1} = \sum_{r=0}^{\infty} (r+1) \cdot a_{ar+1} \cdot \varphi_i^r \\ X_{nt} &= \sum_{r=0}^{\infty} a_{nr} \cdot \varphi_i^r; \\ \frac{dX_{nt}}{dt} &= \sum_{r=1}^{\infty} r \cdot a_{nr} \cdot \varphi_i^{r-1} = \sum_{r=0}^{\infty} (r+1) \cdot a_{nr+1} \cdot \varphi_i^r \\ f(\varphi_i) &= \sum_{r=0}^{\infty} a_{0r} \cdot \varphi_i^r = e^{s \cdot \varphi_i} \end{aligned}$$

hält man:

$$+ 1) a_{ar+1} \varphi_i r$$
$$= \sum_{r=0}^{\infty} a_{0r} \cdot \varphi_i r [B_{a0} + \sum_{r=0}^{\infty} (B_{aa} \cdot a_{ar} + \dots + B_{an} \cdot a_{nr}) \varphi_i r]$$
$$\dots \dots \dots (35)$$

$$+ 1) a_{nr+1} \varphi_i r$$
$$= \sum_{r=0}^{\infty} a_{0r} \varphi_i r [B_{n0} + \sum_{r=0}^{\infty} (B_{na} \cdot a_{ar} + \dots + B_{nn} \cdot a_{nr}) \varphi_i r]$$

nach Ausmultiplizieren der beiden Potenzreihen auf der rechten
te und Ordnen nach Potenzen erhält man ein System von Um-
gleichungen für die a_{ik} ($i \neq 0$):

$$1) a_{ar+1} = a_{0r} \cdot B_{a0}$$
$$+ \sum_{r=0}^{\infty} a_{0v} (B_{aa} \cdot a_{ar-v} + \dots + B_{an} a_{nr-v})$$
$$\dots \dots \dots (36)$$

1) $a_{nr+1} = a_{0r} \cdot B_{n0}$

$$+ \sum_{r=0}^{\infty} a_{0v} (B_{na} \cdot a_{ar-v} + \dots + B_{nn} a_{nr-v})$$

unter Berücksichtigung der Randbedingungen $X_{kt} = 0$; $\varphi_t = 0$
1, 2...n) setzt man alle $a_{k0} = 0$ ($k = 1, 2...n$). Danach können
Werte a_{ik} rückläufig aus den Gleichungen (36) ermittelt werden.
er dieses Verfahren ist folgendes auszusagen:

Die Potenzreihen, die $X_{kt}(\varphi_t)$ darstellen, konvergieren bei An-
dung auf in der Regel vorkommende Betonverbundtragwerke
 $\varphi_t > 1$ sehr schlecht und spät, so daß die Brauchbarkeit der
egenden Lösung beschränkt ist. Im Bereich $\varphi_t < 1$ liegt eine
Annäherung an die mit Hilfe gleichbleibend gesetzter μ_{kk} -Werte
achten Ergebnisse vor (vgl. Gl. 37). Inwieweit diese Annäherung-
ng auf Stahlverbund mit Erfolg anwendbar ist, steht offen und
te bei Bedarf geklärt werden.

nach diesen Betrachtungen ist es naheliegend und zumindest
t falsch, unter Bezugnahme auf den Verlauf der μ_{ik} -Kurven
weitere Entwicklung der Gl. (25) entsprechend Sattler [3]
nehmen.

Gl. (25) läßt sich vereinfacht schreiben:

$$\frac{a_t}{\varphi_t} + X_{at} \cdot \mu_{aa} \cdot \delta_{aa} +$$
$$+ \dots + \left(\frac{dX_{nt}}{d\varphi_t} + X_{nt} \cdot \mu_{nn} \right) \delta_{an} = -Z_{a0}$$
$$\dots \dots \dots (37)$$
$$\frac{a_t}{\varphi_t} + X_{at} \cdot \mu_{aa} \cdot \delta_{na} +$$
$$+ \dots + \left(\frac{dX_{nt}}{d\varphi_t} + X_{nt} \cdot \mu_{nn} \right) \cdot \delta_{nn} = -Z_{n0}$$

ei:

$$-Z_{a0} = -\mu_{a0} \cdot \delta_{a0} - X_a \cdot \mu_{aa} \cdot \delta_{aa} - \dots - X_n \cdot \mu_{nn} \cdot \delta_{an} \quad (38)$$
$$-Z_{n0} = -\mu_{n0} \cdot \delta_{n0} - X_a \cdot \mu_{aa} \cdot \delta_{na} - \dots - X_n \cdot \mu_{nn} \cdot \delta_{nn}$$

it kommen wir folgerichtig auf dieselbe Lösung, wie sie von
ppel [2] und Sattler [3] für Stahlverbund angegeben wird,
ein System von n Differentialgleichungen:

$$\dots \dots \dots Z_{k0}$$
$$\frac{dX_{kt}}{d\varphi_t} + X_{kt} \cdot \mu_{kk} = \frac{D_k}{D} = \Delta_k \quad \dots \dots (39)$$

den Randbedingungen $X_{kt} = 0$; $t = 0$; $\varphi_t = 0$ ist:

$$X_{kt} = \frac{\Delta_k}{\mu_{kk}} \cdot (1 - e^{-\mu_{kk} \cdot \varphi_t}) \quad \dots \dots (40)$$

Überzählige nach Abklingen der Kriechverformungen lautet
nach:

$$X_k' = X_k + X_{kt} = \frac{D_k}{D} + X_{kt} \quad \dots \dots (41)$$

hnlicher Weise erhält man die gleichen Beziehungen für Schwin-
und Widerlagerverschiebungen.
tatisch unbestimmte Betonverbundsysteme können also grund-

sätzlich nach Klöppel [2] und Sattler [3] berechnet werden,
wenn die in [6] dargestellten Eigenheiten der Eigenspannungen
diesen Tragwerken zugrunde gelegt werden.

Berechnungsgang

A. Eigengewicht

1. Berechnung der Querschnittswerte
 $F_{ni}, F_{ai}, J_{ni}, J_{ai}, s_{ni}, c_i, J_{a+n,i}$ ($i = 1, 2...n$)
Für veränderliche Trägheitsmomente werden sinngemäß aus-
gezeichnete Querschnitte ausgewählt.
2. Berechnung der ν' für die einzelnen Verbundquerschnitte.
3. Integration der $\int M_i M_k \frac{ds}{E_n \cdot J_{a+n}}, \int M_i M_0 \frac{ds}{E_n \cdot J_{a+n}}$
für das statisch bestimmte Hauptsystem.
4. Auswertung der Integrale
 $\int_0^s M_i M_k \cdot \nu' \frac{ds}{E_n \cdot J_{a+n}} \quad \int_0^s M_i M_k \cdot \frac{ds}{E_n \cdot J_{a+n}}$
nach den üblichen Verfahren der Baustatik.
5. Daraus Berechnung der Werte μ_{ik} .
6. Aufstellung des Systems von n Differentialgleichungen.
7. Festlegung des gleichbleibenden, zeitabhängigen μ_{kk} -Wertes.
8. Integration der Differentialgleichung nach dem Rechenvor-
schlag von Sattler [3].
9. X_{kt} als Ergebnis.

B. Schwinden

1. Berechnung der Werte $M_{a,i}$ für die einzelnen Verbundquer-
schnitte.
2. Berechnung der $\delta_{i,s}$.
3. Integration von $\mu_{i,s}$.
4. Aufstellung und Lösung der Differentialgleichungen wie vorher.

C. Stützensenkungen

1. Die δ_{ik} und μ_{ik} können aus Lastfall Eigengewicht verwendet
werden.
2. Aufstellung und Lösung der Differentialgleichungen wie vorher.

Rechenbeispiel 1:

Untersucht werden sollen die Einwirkungen der Eigenspannungen
infolge verschiedener plastischer Verformungen von Fertigteil-
Brückenlängsträger und Ortbeton-Fahrbahnplatte des Durchlauf-
trägers nach Bild 1a auf das Schnittkraftbild aus Eigengewicht,
Schwinden und Stützenverschiebungen.

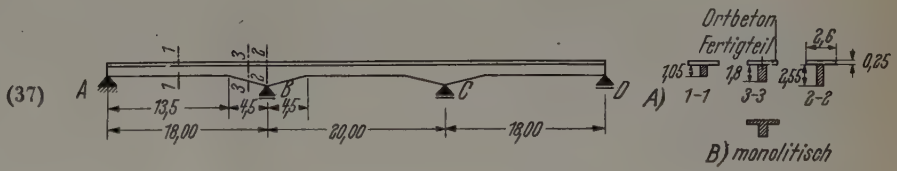


Bild 4. Maße und Schnitte

A. Eigengewicht

1. Querschnittswerte

Quer- schnitte	1—1	2—2	3—3
$F_n \text{ m}^2$	0,656	0,656	0,656
$F_a \text{ m}^2$	0,525	1,275	0,9
$J_n \text{ m}^4$	0,00342	0,00342	0,00342
$J_a \text{ m}^4$	0,04825	0,692	0,243
$s_a \text{ m}$	0,29	0,349	0,3285
$s_n \text{ m}$	0,36	1,05	0,6965
$c \text{ m}$	0,65	1,4	1,025
$J_{a+n} \text{ m}^4$	0,23152	2,0444	0,8489

Der Berechnung zugrundegelegte Baustoff-Kennwerte:

$$E_{\text{Fertigteil}} = E_a = 4,5 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2, E_{\text{Ortbeton}} = E_n = 2,9 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2:$$
$$\eta = \frac{E_a}{E_n} = 1,55;$$
$$\mu = 0,6, \mu_s = 0,83, \varphi_n = 3,9; \varepsilon_s = 20 \cdot 10^{-5}$$

(sie kennzeichnen den Altersunterschied sowie die Kriechzahl- und Schwindmaßunterschiede von Stahlbetonfertigteile und Ortbeton, vgl. [6].)

2. Berechnung von v'

	Querschn. 1	Querschn. 2	Querschn. 3
A_1'	0,247	0,257	0,248
A_2'	-306,5	-1858,2	-912,5
A_3'	-306,0	-1858,0	-914,0
A_4'	0,2645	0,287	0,274
λ_1	0,6635	0,646	0,6735
λ_2	0,9955	1,118	1,0465

Querschnitt 1: $v' = 0,1507 \cdot e^{-0,6635 \varphi_t} + 0,0145 \cdot e^{-0,9955 \varphi_t}$

Querschnitt 2: $v' = 0,178 \cdot e^{-0,646 \varphi_t} - 0,1185 \cdot e^{-1,118 \varphi_t}$

Querschnitt 3: $v' = 0,188 \cdot e^{-0,6735 \varphi_t} - 0,0686 \cdot e^{-1,0465 \varphi_t}$

3. Integration der $\delta_{ik} = \int M_i M_k \frac{ds}{E_n \cdot J_{a+n}}$

Belastung aus Eigengewicht: $g = 3,96 \text{ t/m}$.

Die Berechnung wird nach den üblichen Regeln der Baustatik [4; S. 107] durchgeführt und zeigt folgende Ergebnisse:

$$E_n \cdot J_c \cdot \delta_{11} = E_n \cdot J_c \cdot \delta_{22} = 9,68$$

$$\delta_{11} = \delta_{22} = 4,467 \cdot 10^{-5}$$

$$E_n \cdot J_c \cdot \delta_{12} = E_n \cdot J_c \cdot \delta_{21} = 3,06$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = 1,41 \cdot 10^{-5}$$

$$E_n \cdot J_c \cdot \delta_{10} = 2097.$$

$$X_1 = X_2 = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11} + \delta_{12}} = -164 \text{ tm}$$

4. Integration von μ_{ik}

$$\mu_{ik} = \frac{\int M_i \cdot M_k \cdot \frac{v' \cdot ds}{E_n \cdot J_{a+n}}}{\int M_i \cdot M_k \cdot \frac{ds}{E_n \cdot J_{a+n}}} = \frac{F_1}{F_2}$$

Bereich mit gleichbleibendem Trägheitsmoment:

$$F_a^{11} = \frac{v'}{J_{a+n}} \int_0^{13,5} \left(\frac{0,35}{13,5} \right)^2 \cdot x^2 \cdot dx = 10,9 v_a';$$

$$F_b^{11} = \frac{1}{J_{a+n}} \int M_1^2 ds = 10,9.$$

Bereich der Schrägen:

$$v_b' = v_d'; v_a' = v_e'$$

Randfeld:

$$F_1^{11} = F_1' + F_1'' = \frac{h}{3} \cdot (y_a + 4 y_b + y_c) + \frac{h}{3} \cdot (y_c + 4 y_d + y_e),$$

$$F_2^{11} = \frac{h}{3} (y_a' + 4 y_b' + 2 y_c' + 4 y_d' + y_e');$$

$$y = M \bar{M} \cdot v' \cdot \frac{1}{E_n \cdot J_{a+n}}, y' = M \cdot \bar{M} \cdot \frac{1}{E_n \cdot J_{a+n}},$$

$$y_a = 2,41 \cdot v_a', y_b = 0,905 \cdot v_b', y_c = 0,49 \cdot v_c',$$

$$y_e = 2,59 \cdot v_a', y_d = 0,931 \cdot v_b'$$

$$F_1^{11} = 5,0 \cdot v_a' + 7,34 v_b' + 0,98 v_e', F_2^{11} = 13,32.$$

Mittelfeld:

$$F_c^{11} = \frac{v_e'}{0,2315} \int_0^{11} \left(\frac{0,55}{11} \cdot x + 0,225 \right)^2 dx = 13,1 \cdot v_e'$$

$$F_d^{11} = 13,1, F_3^{11} = 0,164 v_a' + 0,0448 \cdot v_b', F_4^{11} = 0,2088;$$

$$\mu_{11} = \frac{F_1^{11} + F_c^{11} + F_3^{11} + F_a^{11}}{F_b^{11} + F_2^{11} + F_4^{11} + F_d^{11}} = 0,776 \cdot v_a' + 0,197 \cdot v_b' + 0,0216 v_e',$$

$$\mu_{12} = 0,931 \cdot v_a' + 0,0716 \cdot v_b',$$

$$\mu_{10} = \mu_{20} = 0,91 \cdot v_a' + 0,074 \cdot v_b'.$$

5. Aufbau der zwei Differentialgleichungen

$$\left(\frac{dX_{1t}}{dt} + X_{1t} \cdot \mu_{11} \right) \cdot \delta_{11} + \left(\frac{dX_{2t}}{dt} + X_{2t} \cdot \mu_{12} \right) \cdot \delta_{12}$$

$$= -\mu_{10} \cdot \delta_{10} - X_1 \cdot \mu_{11} \cdot \delta_{11} - X_2 \cdot \mu_{12}$$

$$\left(\frac{dX_{2t}}{dt} + X_{2t} \cdot \mu_{22} \right) \cdot \delta_{22} + \left(\frac{dX_{1t}}{dt} + X_{1t} \cdot \mu_{21} \right) \cdot \delta_{21}$$

$$= -\mu_{20} \cdot \delta_{20} - X_1 \cdot \mu_{21} \cdot \delta_{21} - X_2 \cdot \mu_{22}$$

Da Symmetrie der Belastung, wird: $X_1 = X_2$.

μ_{12} wird durch μ_{11} ersetzt, somit:

$$\left(\frac{dX_{1t}}{dt} + X_{1t} \cdot \mu_{11} \right) \cdot \delta_{11} + \left(\frac{dX_{1t}}{dt} + X_{1t} \cdot \mu_{11} \right) \cdot \delta_{12}$$

$$= -\mu_{10} \cdot \delta_{10} - X_1 (\mu_{11} \cdot \delta_{11} + \mu_{12} \cdot \delta_{12})$$

Numerische Auswertung nach Sattler:

$$\frac{dX_{1t}}{dt} + X_{1t} \cdot \mu_{11} = -\frac{Z_1}{\delta_{11} + \delta_{12}} = -q(\varphi)$$

Lösung dieser Differentialgleichung:

$$X_{1t} = \left[C_1 - \int_0^{\varphi_t} q(\varphi) \cdot e^{\int \mu_{11}(\varphi) \cdot d\varphi} d\varphi \right] \cdot e^{-\int \mu_{11}(\varphi) \cdot d\varphi}$$

Randbedingungen:

$$C_1 = 0; \varphi_t = 0; X_{1t} = 0$$

Man setzt:

$$\mu_{11}(\varphi_t) = \mu_{11}(0) \cdot e^{-C \cdot \varphi_t}$$

$$\int_0^{\varphi_t} \mu_{11} \cdot d\varphi_t = -\frac{\mu_{11}(0)}{C} \cdot (e^{-C \cdot \varphi_t} - 1); C = -\frac{1}{\varphi_n} \cdot \ln \frac{\mu_{11}(\varphi_n)}{\mu_{11}(0)}$$

Numerische Auswertung:

$$q_1(\varphi_t) = \frac{\mu_{10} \cdot \delta_{10} + X_1 (\mu_{11} \cdot \delta_{11} + \mu_{12} \cdot \delta_{12})}{\delta_{11} + \delta_{12}}$$

$$= 164 \cdot \mu_{10} - (124,3 \cdot \mu_{11} + \mu_{12} \cdot 39,3);$$

$$C = -\frac{1}{3,89} \cdot \ln \frac{0,0121}{0,1533} = 0,653;$$

$$\int_0^{\varphi_t} \mu_{11} \cdot d\varphi_t = -0,235 (e^{-0,653 \cdot \varphi_t} - 1);$$

φ_t	$q(\varphi_t)$	$e^{-0,653 \varphi_t}$	$\int_0^{\varphi_t} \mu_{11} \cdot d\varphi_t$	$q \cdot e^{\int_0^{\varphi_t} \mu_{11} \cdot d\varphi_t}$	$\left \frac{f_n + f_{n+1}}{2} \Delta \varphi_t \right $	$\int_{q_1}^{\varphi_t} \mu_{11} \cdot d\varphi_t$
0	0,62	0	1	0,62		
1	0,03	0,1984	1,2194	0,0365	0,933	0,933
3	0,01	0,2165	1,2418	0,0124	0,0255	0,9585

$$X_{1t} = -0,9585 \cdot e^{-0,2165} = -0,774 \text{ tm}.$$

B. Schwinden

1. Berechnung von v'

	Querschn. 1	Querschn. 2	Querschn. 3
$A_{1,s}$	-0,0764	-0,0254	-0,0403
$A_{2,s}$	-127,1	-1449,0	-570,0
$A_{3,s}$	-127,0	-1451,0	-570,5
$A_{4,s}$	0,0737	0,0237	0,0379
$\lambda_{1,s}$	1,0248	0,9886	0,8631
$\lambda_{2,s}$	0,8403	0,9124	1,0219

$$\text{Querschnitt 1: } M_{a,t,s,1} = 0,0981 \cdot e^{-0,8403 \cdot \varphi_t}$$

$$+ 0,407 \cdot e^{-1,0248 \cdot \varphi_t} - 0,35$$

$$\text{Querschnitt 2: } M_{a,t,s,2} = 3,875 \cdot e^{-0,9124 \cdot \varphi_t}$$

$$- 1,062 \cdot e^{-0,9886 \cdot \varphi_t} - 2,85$$

$$\text{Querschnitt 3: } M_{a,t,s,3} = 0,766 \cdot e^{-0,8631 \cdot \varphi_t}$$

$$+ 0,598 \cdot e^{-1,0219 \cdot \varphi_t} - 1,4$$

2. Berechnung der δ_{is}

$$E_n \cdot J_c \cdot \delta_{1s} = E_n \cdot J_c \cdot \delta_{2s} = 10,788$$

Integration von μ_{1s}

$$\mu_{1s} = E_n \cdot J_c \cdot \mu_{1s} \cdot \delta_{1s} = J_c \cdot \int M_{at,1'} \cdot M_1 \cdot \frac{ds}{J_a + n}$$

$$E_n \cdot J_c \cdot \mu_{1s} \cdot \delta_{1s} = 7,646 \cdot M_{at,1'} + 0,262 \cdot M_{at,2'} + 2,88 \cdot M_{at,3'}$$

$$\mu_{1s} = 0,711 \cdot M_{at,1'} + 0,0244 \cdot M_{at,2'} + 0,266 \cdot M_{at,3'}$$

$$M_{at,1'} = -0,0825 \cdot e^{-0,8403 \varphi_t} - 0,417 \cdot e^{-1,024 \varphi_t}$$

$$M_{at,2'} = -3,53 \cdot e^{-0,9134 \varphi_t} + 1,05 \cdot e^{-0,989 \varphi_t}$$

$$M_{at,3'} = -0,661 \cdot e^{-0,863 \varphi_t} - 0,612 \cdot e^{-1,022 \varphi_t}$$

Berechnung von $M_{at,1-3}$

φ_t	$M_{at,1'}$	$M_{at,2'}$	$M_{at,3'}$
0	-0,4995	-2,48	-1,233
1	-0,0304	-0,204	-0,0906
2	-0,0107	-0,0805	-0,0353

$$\mu_{1s}(0) = -0,7546, \mu_{1s}(1) = -0,0509, \mu_{1s}(2) = -0,019$$

Numerische Auswertung nach Sattler

$$\mu_{1s} = 0,7546 \cdot e^{-C \cdot \varphi_t};$$

$$C = \frac{\ln 0,0252}{3,95} = 0,946; \quad q(\varphi_t) = \frac{10,888 \cdot \mu_{1s}}{12,74} = 0,845 \cdot \mu_{1s};$$

$$X_{1s} = 1,121 \cdot e^{-0,2165} = 0,906 \text{ tm.}$$

Stützensenkungen

Bei der Berechnung werden die Stützensenkungen in A und D von 5 cm zugrundegelegt.

Mit den Vorfaktoren δ_{11} , δ_{12} und δ_{22} aus dem Lastfall Eigengewicht $\mu_{20}^{w} = 625$ als Belastungszahl sind für $t = 0$ die Stützenmomente

$$X_{1w} = X_{2w} = -\frac{625}{12,72} = -49,1 \text{ tm}$$

Die Werte μ_{1k} entsprechen denen des Lastfalles Eigengewicht ($\mu_{20} = 0$). Die numerische Auswertung wird wie bisher vorgenommen. Es interessieren daher an dieser Stelle nur die Ergebnisse weniger der Rechengang.

$$q(\varphi_t) = X_1 \cdot (\mu_{11} \cdot \delta_{11} + \mu_{12} \cdot \delta_{12}) \cdot \frac{1}{\delta_{11} + \delta_{12}}$$

$$= -(36,9 \cdot \mu_{11} + 11,8 \cdot \mu_{12})$$

$$\mu_{1s} = 13,92 \cdot e^{-0,2165} = +11,25 \text{ tm}$$

Rechenbeispiel 2

Untersucht werden sollen die Einwirkungen der Eigenspannungen auf verschiedene bleibenden Formänderungen von Fertigteilrippen-Ortbetonverstärkung einer teilweise vorgefertigten Bogenbrücke (vgl. Bild 1b).

Für gleichbleibendem Querschnitt gilt (mit a = Fertigteil, b = Ort beton):

$$F_n = 2678 \text{ cm}^2 \quad F_n = 8858 \text{ cm}^2 \quad J_a = 0,0127 \text{ m}^4 \quad J_n = 0,02616 \text{ m}^4$$

$$s_n = 15,86 \text{ cm} \quad s_n = 7,44 \text{ cm} \quad c = 23,3 \text{ cm}$$

$$E_n = 4,5 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \quad E_n = 2,9 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \quad \eta = 1,551 \quad \varphi_n = 3,9$$

$$\mu_s = 0,83 \quad \varepsilon_s = 20 \cdot 10^{-5}$$

Die Berechnung entsprechend Rechenbeispiel 1 zeigt die Ergebnisse in Bild 6.

Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit will die grundlegenden Erkenntnisse über die Beeinflussung der Schnittkräfte statisch unbestimmter Stahlbeton-Bauwerke durch Kriechen und Schwinden auf den Betonverbund-Bauart erweitern, wobei auf die Arbeiten von Klöppel und Sattler über Stahlverbundbau zurückgegriffen wird.

Ergebnis:

Die infolge unterschiedlicher plastischer Formänderungen von Fertigteil und Ort beton am Verbundquerschnitt auftretenden Eigenspannungen wirken sich auf die statisch unbestimmten Größen und somit auf das Schnittkraftbild aus.

Die bei der Berechnung von statisch unbestimmten Stahl-

verbundsystemen angewendete Näherungslösung nach Klöppel und Sattler ist bei sinnmäßigen Voraussetzungen auch für Betonverbund brauchbar.

3. Die Rechenbeispiele ergeben:

a) Bei überall gleichen Trägheitsmomenten bleiben die Eigenspannungen ohne Auswirkungen auf die statisch unbestimmten Größen.

b) Veränderliche Trägheitsmomente führen zu Schnittkraftumlagerungen, die aber wegen Geringfügigkeit vernachlässigbar sind.

c) Nachteilige Einflüsse des Schwindens werden bei Betonverbund durch Kriechen noch stärker als bei monolithischem Stahlbeton abgemindert. Es wäre daher zu überlegen, ob die in DIN 1072 und DIN 1045 für das Schwinden festgelegten Temperaturunterschiede für bestimmte Fälle verringert werden könnten.

d) Die Schnittkräfte infolge Stützenverschiebungen werden nicht in dem Maße wie bei den monolithischen Tragwerken durch Kriechen abgebaut, man muß ihnen daher die notwendige Aufmerksamkeit schenken.

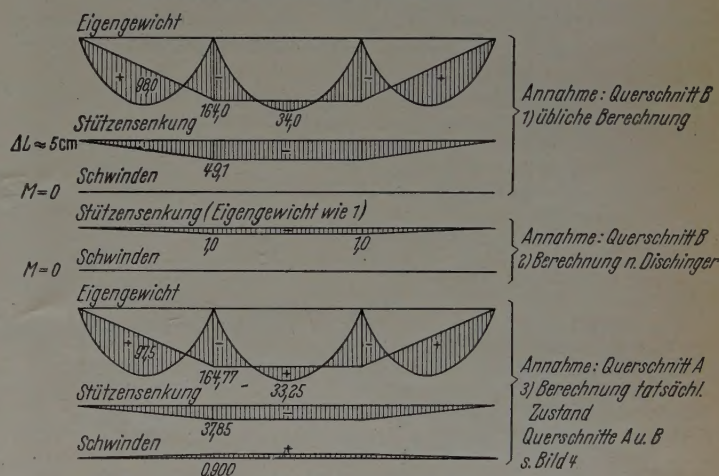


Bild 5. Zusammenstellung der Schnittkräfte und Vergleich der drei möglichen Berechnungsweisen

Es ist bekannt, daß verschiedene brauchbare Berechnungsmöglichkeiten für ein und dasselbe Stahlbetontragwerk gegeben sind, denn die üblichen Verfahren der Elastizitätstheorie zeigen ja nur einen, wenn auch bisher mit Erfolg angewendeten Weg. Es dürfte daher nicht abwegig sein, der Berechnung eine Theorie zugrunde zu legen, die mit geringem Mehraufwand an Rechenarbeit oder — was besser sein dürfte — mit geeigneten Angaben in den Bestimmungen die hier vorliegenden Verhältnisse erfaßt.

Die in dieser Arbeit gezeigte Berechnung statisch unbestimmter Betonverbundsysteme, die für Zustand I mit Hilfe einer erweiterten Elastizitätstheorie durchgeführt wird, kann bei Betrachtung der

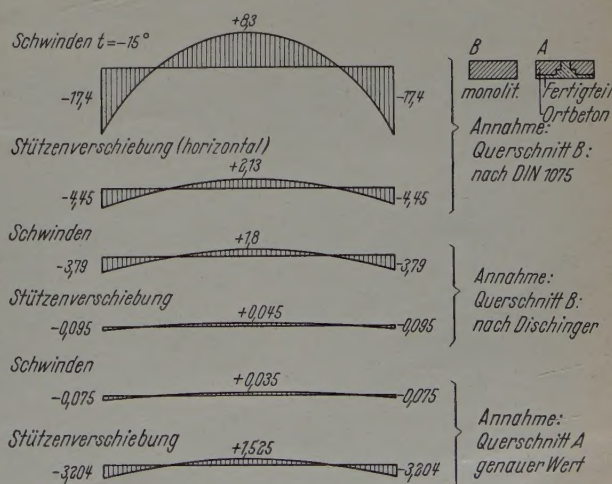


Bild 6. Zusammenstellung der Schnittkräfte und Vergleich der drei möglichen Berechnungsweisen

Grundlagen sowohl für schlaff bewehrte als auch besonders für vorgespannte Betontragwerke als günstig beurteilt werden. Wendet man vorgespannte Fertigteile an, so ergänzen die vorliegenden Ergebnisse eine im Schweizer Schrifttum erschienene Arbeit über die Einflüsse der Vorspannung auf die statisch Überzähligen [7].

Der Verfasser ist sich darüber klar, daß in erster Linie die Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen bei Überbelastung bis zu gewissen Grenzzuständen für die Sicherheit ausschlaggebend ist und daß sich auch die Berechnungsweisen von Stahlbetontragwerken auf diesem Grundsatz aufbauend günstig entwickeln lassen. Trotzdem wird die Elastizitätstheorie nicht so schnell ihre sehr tief wurzelnde Bedeutung verlieren und in vielen Fällen, besonders im Hinblick auf die Beurteilung der Konstruktion, die bewährte Berechnungsweise bleiben. Diese Gedanken sollte man vielleicht bei der

Berechnung der Betonverbund-Bauwerke beachten und bei Überarbeitung der DIN 4225 entsprechend heranziehen.

Schrifttum:

[1] Dischinger: Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken. Bauingenieur 1937, Heft 35/36, S. 17.
[2] Klöppel: Die Theorie der Stahlverbundbauweise in statisch unbestimmten Systemen unter Berücksichtigung des Kriecheinflusses. Stahlbau 1951, Heft 2, S. 17.
[3] Sattler: Theorie der Verbundkonstruktionen. Berlin 1953, Wilh. Ernst & Sohn.
[4] Beyer: Die Statik im Stahlbetonbau. Berlin 1948, Julius Springer.
[5] Rühle: Die Herstellung statisch unbestimmter Systeme durch nachträgliche Verbindung von Stahlbetonfertigteilen. Bauplanung und Bautechnik 1954, Heft 2, S. 32.
[6] Rühle: Die Ermittlung der zeitabhängigen Eigenspannungen in Verbundkonstruktionen aus Stahlbetonfertigteilen mit Ortbeton. Bauplanung u. Bautechnik 1954, Heft 2, S. 420.
[7] Panchaud: Der Einfluß der Vorspannkraft auf die überzähligen Größen statisch unbestimmter Vorspannkonstruktionen. Bulletin Technique de la Suisse Romande Heft 6.

Verschiedenes

Temperatur und Feuchtigkeitsgehalt von Straßenbeton in Abhängigkeit von verschiedenen Nachbehandlungsverfahren [1]

Nachdem der gleiche Verfasser bereits früher [2] über Temperaturschwankungen und Feuchtigkeitsgehalt bei verschiedenen Nachbehandlungsarten berichtet hatte, dienten die hier beschriebenen Untersuchungen aus dem August 1953 der Ergänzung und Bestätigung der Ergebnisse aus dem Jahre 1951.

Ziel der Untersuchungen war die Ermittlung desjenigen Nachbehandlungsverfahrens, das in den ersten 72 Stunden nach der Herstellung eine möglichst geringe Abnahme des Feuchtigkeitsgehaltes und eine möglichst gleichmäßige Temperatur des Straßenbetons gewährleistet. Die Einflüsse dieser Faktoren auf die Beton-eigenschaften waren nicht Gegenstand der Untersuchungen.

Die Betonstraße im Staate Virginia, USA, an der die Versuche vorgenommen wurden, war 3,60 m breit, 20 cm dick und mit Stahlmatten bewehrt. Der Abstand der Dehnungsfugen betrug 15 m. Der Beton hatte ein Setzmaß von 2,5 bis 5 cm. Mit LP-Zusatz wurde ein durchschnittlicher Luftgehalt von 4 bis 6% erreicht.

- Folgende Nachbehandlungsverfahren wurden untersucht:
- 1. Abdecken mit wasserdichtem Papier (zweilagig mit einer mit Hanfgewebe verstärkten Zwischen-Klebschicht). Die Oberseite des Papiers war weiß.
 - 2. (Bild 1) Abdecken mit der gleichen, jedoch beidseitig dunkelfarbigem Papierart.
 - 3. Einschichtiges Aufsprühen einer wasserklaren Farbhaut. Das Erzeugnis war im Handel zu beziehen. Je 5 m² wurde für eine Schicht 1 l benötigt. Am Tage des Betonierens des entsprechenden Straßenteils wurden die Seitenflächen des Betons (nach dem Entschalen) mit dem gleichen Erzeugnis behandelt.
 - 4. Doppelschichtiges Aufsprühen des gleichen Mittels; nach dem erstmaligen Absprühen der Versuchsplatte wurde der Sprühwagen an den Plattenanfang zurückgefahren und die zweite Schicht aufgebracht, wobei beachtet wurde, daß die erste Schicht zu diesem Zeitpunkt inzwischen zumindest klebrig fest geworden war.
 - 5. Einsprühen mit einer weiß gefärbten Überzugshaut. Das Mittel, das sich hierbei am günstigsten erwies, war auf Wachs-

- basis aufgebaut. Nach Regen zog sich darauf stehengebliebenes Wasser zu kleinen Pfützen (Bild 2) zusammen.
- 6. Zum Vergleich wurden Null-Messungen an Plattenfeldern ohne jede Nachbehandlung vorgenommen.



Bild 2. Wasserpfützen nach Regen auf dem weißfarbigen Überzug (auf Wachs-basis aufgebaut), Plattenfeld im Vordergrund mit farblosem Überzug ohne Pfützen (Nachtaufnahme)

Der Temperaturverlauf sowie der Wechsel der Feuchtigkeit des Beton wurden auf elektrischem Wege mit Thermoelementen an Widerstands-Meßelementen festgestellt. Die Meßelemente wurden immer paarweise in Plattenmitte, etwa 1 m von der Seitenschale eingelegt. Ein Elementenpaar jeweils 2 1/2 cm über Plattenunterkante, ein Paar etwa 1 cm unter Plattenoberkante. 2 Meßstreifen von je 6 Plattenfeldern standen zur Verfügung.

Die wesentlichsten Ergebnisse der aus je 2 Feldern mit gleicher Nachbehandlung gemittelten Ablesungen sind in der Tafel wie folgt zusammengefaßt:

Tafel der gemittelten Ergebnisse

	Feuchtigkeitsgehalt nach 72 Stunden in % (Obere Meßelemente)	Größter Feuchtigkeitsverlust innerhalb 72 Stunden in % des Trockengewichtes (Obere Meßelemente)	Höchste Temperaturen innerhalb 72 Stunden in °Celsius (Obere Meßelemente)	Größte Temperaturschwankungen innerhalb 72 Stunden in °Celsius (Obere Meßelemente)	Größte Temperaturunterschiede zwischen
	1	2	3	4	
1. Weißes Papier	4,50	0,68	43,3°	14,4°	
2. Dunkles Papier	4,40	0,74	45,2°	17,2°	
3. Farbloser Überzug (einschichtig) ...	2,82	2,27	47,5°	20 °	17
4. Farbloser Überzug (zweischichtig) ..	3,61	1,62	50,5°	21,6°	
5. Weißfarbiger Überzug	3,85	1,41	45,6°	17,8°	
6. Keine Nachbehandlung	2,82	2,51	47,8°	21,1°	10

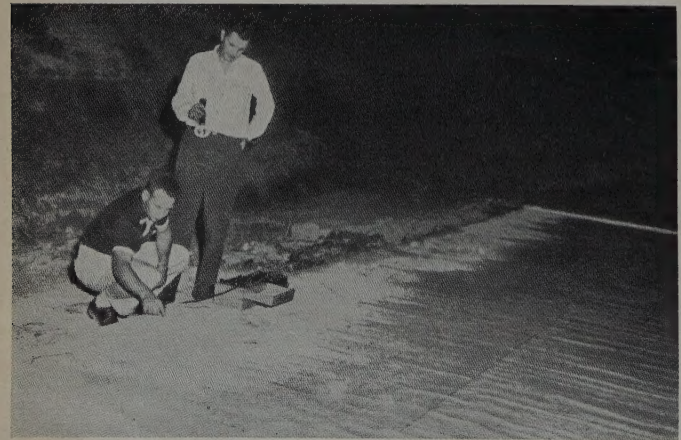


Bild 1. Messung an einem Plattenfeld mit dunkler Papierabdeckung

n. In der Quelle finden sich darüber hinaus noch Diagramme den zeitlichen Verlauf der Temperatur und Feuchtigkeitskungen, auf deren Wiedergabe hier verzichtet wurde.

Zusammenfassung

Setzt man die verschiedenen Nachbehandlungsarten nach ihrem Feuchtigkeits-Haltevermögen, so ergibt sich folgende Reihenfolge: 1. weißes Papier, 2. dunkles Papier, 3. weißfarbiger Überzug, 4. einschichtiger farblosener Überzug, 5. einschichtiger farblosener Überzug, 6. keine Nachbehandlung.

Die geringsten Schwankungen des Feuchtigkeitsgehaltes zeigen sich ebenfalls beim weißen, wasserdichten Papier; die Folge der übrigen war die gleiche wie vor, nur daß die mit einfachem farblosen Überzug noch ungünstigere Ergebnisse lieferten als die ohne jede Nachbehandlung.

Die niedrigsten Temperaturen wurden ebenfalls mit weißem Papier erreicht; die weitere Rangfolge war:

1. dunkles Papier, 2. weißer Überzug, 3. einfacher farblosener Überzug, 4. ohne Nachbehandlung, 5. doppelter farblosener Überzug, 6. doppelte Temperaturunterschiede zwischen Plattenober- und Unterseite hatten ebenfalls die Felder mit weißem Papier vorseiten. Diese Nachbehandlungsart hat sich also als allen anderen, hier angewendeten, überlegen gezeigt. Am unwirksamsten war der farblose Überzug, der wohl ein Eindringen von Wasser aus dem Außen, nicht jedoch das Verdunsten von innen verhindert. Die doppelte des farblosen Überzuges verbesserte zwar das Feuchtigkeitsvermögen, ließ jedoch andererseits die Temperaturen an der Oberfläche auf ein beinahe gefährliches Maß ansteigen. Bei diesem doppelten Doppelüberzug lagen die Temperaturen über denen der ohne Nachbehandlung, weil sich bei dieser die Temperatur stärker temperatursenkend auswirken konnte.

Misch

1. Melville, Further Temperature and Moisture Characteristics of Concrete-Curing Methods; Proceedings Highway Research Board, Januar 1954, S. 265.
2. Melville, Temperature Variation and Moisture Retention of Concrete Curing Methods, Highway Res. Bd. 1952, S. 148.

Versammlung des Bundesverbandes der Betonsteinindustrie

Bei der Jahrestagung des Bundesverbandes der Betonsteinindustrie am 11. Mai in Freudenstadt im Schwarzwald erörterte Ministerialrat Prof. Dr.-Ing. E. h. Wedler, Berlin, Ziel und Wert der Tagung. Als besonders bedeutsam für die Bauteile erzeugende Industrie hob er die Vermittlung neuer durch Versuche und Erfahrungen gesicherter Erkenntnisse hervor und die Schaffung einer Bewertungsmäßstäbe. Auch die Erzeuger sollten die Abstände dazu anhalten, sich nur genormter und güteüberwachter Erzeugnisse zu bedienen und sollten die Lieferung nicht normenmäßiger Größen ablehnen. Dr.-Ing. Schaffler, Stuttgart, verlas einen Vortrag von Prof. Dr.-Ing. E. h. Graf über die Dampfhärtung des Betons, dessen Inhalt treffend durch die untenstehende Besprechung von Prof. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Hummel gekennzeichnet wird. In der Aussprache wurde von der Industrie die Meinung geäußert, daß die Dampfhärtung in absehbarer Zeit die meisten Erzeugnisse selbstverständlich sein werde. Prof. Dr.-Ing. v. Halasz, Berlin, legte im dritten Vortrag ein betriebsmäßiges Bekenntnis zum Bauen mit Stahlbetonfertigteilen ab. In Westdeutschland so ausgeprägte Zurückhaltung gegenüber dem Ausland zunehmend angewandten Bauart sei wirtschaftlich zu rüden. Allerdings müsse man für die Fertigteile höchstwertigen Beton verwenden. Hier liege deshalb ein Tätigkeitsfeld für die Baufertigwerke. Der Redner zeigte Bilder von hervorragenden Innerrbauten aus Fertigteilen. Als Abschluß des fachlichen Teils wurde ein Film von der Herstellung und Verlegung der Röhren für einen großen Abwasserkanal in der Stadt Frankfurt am Main vorgeführt. Als Besonderheiten seien die Verwendung von Betonmischalung, das durch Einsatz zweckmäßiger Geräte ermöglichte Vakuumverfahren für Bodenaushub, Verlegen der Röhre und Verfüllen der Baugrube und die Abdichtung der Rohrstoße erwähnt.

Bornemann

Regierungsbaumeister a. D. Hemminger 25 Jahre beim Bundesverband der Betonsteinindustrie e. V.

Am 15. Juni d. Js. blickte Regierungsbaumeister a. D. Eugen Hemminger, Bonn, technischer Geschäftsführer des Bundesverbandes der Betonsteinindustrie e. V., auf eine 25jährige Tätigkeit bei der Organisation der deutschen Betonsteinindustrie zurück. Hemminger, am 20. September 1897 in Ludwigsburg geboren, hat an der Teilnahme am 1. Weltkriege in Stuttgart das Bauingenieurstudium absolviert und dort 1924 auch sein 2. Staatsexamen abgelegt. In den folgenden Jahren sahen dann den jungen Regierungsbaumeister an verschiedenen Stahlbetonunternehmungen und Betonwerken Süd- und

Norddeutschlands praktisch tätig. Der Wunsch nach umfassenderer Beschäftigung mit technischer und betontechnologischer Entwicklung, die gleichwohl betriebsnahe Auswertung erfährt, führten ihn dann zum damaligen Bund der Deutschen Betonwerke E. V. in Berlin, wo ihm ein reiches Arbeitsfeld technischer Betreuungsarbeit anfiel. Nach Umwandlung des BDB in die Fachgruppe Betonsteinindustrie weiteten sich Hemmingers Aufgaben in seiner Eigenschaft als stellvertretender Hauptgeschäftsführer im Rahmen der Kriegswirtschaft noch beträchtlich. Aus den vielfältigen Obliegenheiten ergab sich hervortretend die Förderung der Normung, Rationalisierung und Entwicklung. Neben der Durchführung von Versuchen und der Förderung der Berufsausbildung lag Hemminger ganz besonders die Erzielung von Qualitätsarbeit am Herzen. Seine Mitarbeit ist stets in zahlreichen maßgeblichen Fachausschüssen begehrt und hochgeschätzt worden. Der Zusammenbruch 1945 bedeutete auch für Hemminger und seine Familie den Verlust von Besitz und Habe sowie vorübergehend Rückkehr nach Ludwigsburg.

An seinem Ehrentage gedenkt die deutsche Betonsteinindustrie mit herzlichen Wünschen und dankbar der vielen Mühen, die ihr technischer Betreuer um sie gehabt hat, aber auch der schönen und wertvollen Erfolge, die der Jubilar ihr bescherte. Dabei gilt das Gedenken nicht allein dem erfahrenen, weitsichtenden und über seinen engeren Wirkungskreis hinaus hochgeschätzten Fachmann, sondern auch dem lebensnahen, naturverbundenen Menschen, dessen Blick sich auf weiten Reisen weitete und im vertrauten Kreise Humor und Wärme aufleuchten läßt.

Nauen

Paul Büchtemann †

Am 24. April 1955 ist Herr Paul Büchtemann, der Gründer und Seniorchef der Firma Dr. Büchtemann & Co., Hamburg, im fast vollendeten 75. Lebensjahre verstorben.

Sein Lebenswerk galt dem Schutz von Mörtel und Beton durch chemische Mittel. Erfüllt von dem Bewußtsein, welche große Verantwortung die Hersteller solcher Mittel gegenüber den Verbrauchern haben, war er ein Vorkämpfer für den Gütegedanken innerhalb seiner Industrie.

Bauausstellung in London — 1955

Vom 16. bis 30. November 1955 wird in Olympia, London, die 26. Bauausstellung, jeweils in zweijährigem Abstand folgend, abgehalten. Die Ausstellung umfaßt alle Zweige des Bauschaffens und spiegelt besonders die Entwicklung und Fortschritte im Bauwesen wider. Etwa 600 Aussteller-Firmen zeigen ihre neuesten Erzeugnisse.

Nähere Auskunft über Fragen der Ausstellung erteilt Building Trades Exhibition Ltd., 4 Vernon Place, London-W. C. I.

Berichtigung zur Patentschau in Heft 5/55, S. 153

Die in Bild 1 oben links enthaltene Querschnittsskizze gehört nicht zu diesem Patent.

Bücherschau

Versuche über die Entwicklung der Druckfestigkeit und Biegezugfestigkeit von Mörtel bei Einwirkung von ungespanntem und gespanntem Dampf. Von Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. E. h. Otto Graf (Fortschritte und Forschungen im Bauwesen, Reihe C Nr. 3). 24 Seiten DIN A 4. Preis DM 7,50. Franckh'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart 1954.

Die Beschleunigung der Verfestigung von Beton durch eine Wärmebehandlung ist für die Betonstein-Industrie, die eine baldige Stapelfähigkeit, Versandbereitschaft und Gebrauchsfähigkeit ihrer Erzeugnisse anstreben muß, von ganz besonderer Bedeutung. Die Wärmebehandlung kann bestehen in einer Lagerung der Beton-erzeugnisse in ungespanntem Dampf bei 50 bis 70° bzw. in heißem Wasser und in einer Lagerung in hochgespanntem Dampf. Die Technologie dieser Behandlungen steht noch vor manchen offenen Fragen, Fragen u. a. der Vorbehandlung, des Beginns und der Art der Wärmebehandlung, des Verhaltens der verschiedenen Zemente und des Einflusses der Zuschlagstoffe. Diesen Fragen ist in der vorliegenden Arbeit nachgegangen worden.

Die Ergebnisse bringen Bestätigungen früherer Erkenntnisse und neue Erfahrungen. Der ungespannte Dampf und das heiße Wasser beschleunigen — wie bereits früher bekannt — nur die Anfangsfestigkeiten, während die Festigkeiten nach 28 Tagen und später gegenüber der Normallagerung zurückbleiben. Die Härtung im hochgespannten Dampf bringt hingegen neben der Erhärtungsbeschleunigung zusätzlich die höhere Endfestigkeit. Voraussetzung bei Anwendung des gespannten Dampfes ist ein hinreichender Gehalt an kiesel-sauren Bestandteilen im Zuschlagstoff. Kalksande sind un-zweckmäßig. Wiederum bestätigte sich die Schädlichkeit schneller Abkühlung der Erzeugnisse aus dem hochgespannten Dampf. Für

die zweckmäßige Wahl der Zemente ergaben sich auch aus den vorliegenden Versuchen noch keine endgültigen Regeln, so daß für die Praxis noch immer die Eignungsprüfung von Fall zu Fall empfohlen werden mußte. Bemerkenswert ist aber das gute Abschneiden der Hochfenzemente bei der Behandlung im gespannten Dampf.

Die reichhaltige Schrift vermittelt dem Betonwerker neben zahlreichen wichtigen Einzeldaten einen Überblick über den Stand der Dinge.

Hummel

Piepenburg, Werner: So macht man guten Putz. 160 S. mit 111 Bildern, Wiesbaden/Berlin. Bauverlag GmbH. Kart. 4,80 DM, Plastik 6,50 DM.

Im wesentlichen wird durch diese kleine, aber äußerst übersichtliche Schrift der DIN 18 550, Putz-Baustoffe und Ausführung, entsprochen. Die in dieser festgelegten Begriffe werden klar und einfach erläutert und die einzelnen Gebiete gründlich behandelt. Der Leser wird mit einer kleinen Baustoffkunde in die einzelnen Putzarten, ihre Eigenschaften und Verarbeitung eingeführt. Punkt für Punkt werden viele bestehende Unklarheiten besprochen und Fehler aufgezeigt, wie sie bislang sehr oft vorgekommen sind. Reichhaltige und leicht übersichtliche Tafeln machen das Werk sehr wertvoll. Schon diese Tafeln allein umfassen alles, was den Putz angeht.

Endlich sind die wertvollen Hinweise für die praktische Ausführung zu begrüßen. Eine reichhaltige Bildersammlung zeigt dem Leser, welche Folgen aus der Anwendung ungeeigneten Putzes entstehen können.

In einer Zusammenfassung werden die 10 wichtigsten Putzregeln herausgestellt. Diese Regeln sollten jedem Ausführenden geläufig sein wie das Einmaleins. Der Anhang verdient noch besondere Beachtung, da hier in kurzer Form zusammengefaßt ist, was zu Putzschäden führt, wobei Hinweise auf den Text des Werkes, das sich im Untertitel „Putzfibel für Baustelle und Bauleitung“ nennt, wertvolle Ratschläge in kürzester Weise vermitteln. Das Buch kann somit jedem mit der Ausführung von Putz Betrauten sehr empfohlen werden.

Budack

Friedrich, Erich: Bemessung und Entwurf im Stahlbetonbau. I. Teil, Band 1, Bauteile bei Biegung und bei Druckkraft nach dem Gebrauchslastverfahren. Zweite, neubearbeitete Auflage. 180 S. mit 142 Bildern und einem Anhang mit Bemessungstafeln. Graz 1954, Akademische Druck- und Verlagsanstalt.

Vorweg sei festgestellt, daß es sich bei dem sog. Gebrauchslastverfahren um das bekannte n -Verfahren zur Balkenberechnung in der auch bei uns vorgeschriebenen Form handelt. Das ausgezeichnete Buch des Professors für Massivbau der Grazer Technischen Hochschule befaßt sich zunächst mit den Festigkeits- und Formänderungseigenschaften des Betons und der vielen im Stahlbetonbau verwendeten Stähle. Es folgen lehrreiche Ausführungen über das Zusammenwirken von Beton und Stahl, die u. a. wichtige, bisher zu wenig beachtete Erkenntnisse über Abstand und Breite der Betonzugrisse beim Stahlbetonbalken vermitteln.

Der Hauptteil der Schrift behandelt den Spannungsnachweis und die Bemessung der auf normalkraftfreie Biegung beanspruchten Balken mit den verschiedensten Querschnitten, die Schub sicherung, Verdrehungsbeanspruchung und mittig gedrückten Säulen, wobei überall die Deutschen und Österreichischen Vorschriften besprochen und die Anwendung an zahlreichen Beispielen gezeigt wird.

Das Buch eignet sich gleicherweise zum Studium und für die Praxis, aber auch der erfahrene Fachmann wird in ihm manches Neue finden, wie z. B. die Berechnung von Plattenbalken mit abgestufter Druckplatte oder Plattenschragen, Balken mit Trapezquerschnitt oder beliebiger Umrandung. Abschließend kann gesagt werden, daß hier das n -Verfahren für Balken wohl bis zur letzten Konsequenz ausgebaut worden ist. Da sich in das Buch mehrere Druckfehler eingeschlichen haben, wird es sich empfehlen, bei seiner Anschaffung das vom Grazer Verlag herausgegebene Korrekturblatt mitzuverlangen.

Habel

Voss, Friedrich: Preisermittlung im Baugewerbe, Teil I — Hoch- und Tiefbau. 9. neubearb. und erw. Auflage, 253 S., Berlin 1955. Wilh. Ernst & Sohn. Ganzleinen 18,— DM.

Ein Buch für die Praxis! In umfangreichen aber übersichtlich gegliederten Zusammenstellungen werden im ersten Abschnitt Leistungswerte und Stoffbedarf für alle einschlägigen Arbeiten angegeben, wobei auch Baustelleneinrichtung, Baustoffumschlag, Betriebsstoffbedarf und Förderleistungen der Maschinen ausgiebig behandelt werden. Neben sonstigen Ergänzungen wurden bei den „Maurerarbeiten“ nunmehr auch die neuen Steinformate aufgenommen.

Der Benutzer des Buches wird es begrüßen, daß in der neuen Auflage die Stundensätze und der Baustoffbedarf gleichzeitig an-

gegeben werden und daß durch eine aufgelockerte Satzgestaltung die Möglichkeit zu ergänzenden Eintragungen gegeben ist.

Der zweite Abschnitt behandelt die Preisermittlung. Aus von dem allgemeinen Verfahren der Kalkulation über die Summe, entwickelt der Verfasser eine vereinfachte Preisermittlung mit vorausgerechneten Zuschlägen. Ausführliche Zahlenbeispiele erleichtern das Verständnis und zeigen den Weg für die praktische Anwendung.

Das in weiten Fachkreisen bekannte Buch kann jedem, der mit der Preisermittlung befaßt, sehr empfohlen werden.

Lin

Koch, Werner: Brückenbau, Teil 1, Planung der Brücken, Annahmen, Massivbrücken. X, 320 Seiten mit 306 Bildern, 52 Tafeln. Stuttgart 1955, B. G. Teubner Verlagsgesellschaft. Geb. 26,80 DM.

Das Buch ist für die Studierenden der Ingenieurschulen für Bauwesen bestimmt und soll ihnen auch später im Beruf Rat und Hilfe bieten. Hierauf ist sein Inhalt zugeschnitten.

Im Abschnitt A, Planung der Brücken, werden neben allgemeinen Gesichtspunkten die Entwurfsgrundlagen für Straßen- und Eisenbahnbrücken ausführlich behandelt. Für Teil B, Lastannahmen, Entsprechendes. Hier sind dazu in Tafeln die Momente und Kräfte für die Lastenzüge der Eisenbahn aufgenommen und Rechenbeispiele deren Gebrauch erläutert worden.

Der Teil C, Massivbrücken, zeichnet sich durch eine gründliche Behandlung der vielen baulichen Einzelheiten einschließlich der Lehrgerüste aus. Mehrere Ausführungsbeispiele für Balken-, Bogen- und Bogenbrücken, z. T. mit Einzelheiten der Bewehrung, Rechenbeispielen, tragen ferner dazu bei, den Wert des Buches den Gebrauch in der Praxis zu bestimmen.

He

Szabó, István: Einführung in die technische Mechanik. XII, mit 484 Bildern. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1954, Springer-Verlag. Geh. 19,50 DM, Ganzleinen 22,50 DM.

Der Inhalt des Werkes umfaßt etwa die Hälfte der vier ersten Vorlesungen und Übungen über technische Mechanik. Statische Teilung und Aufbau erläutern daher zunächst die mechanischen Begriffe und Grundsätze, die für das Verständnis des Studiums der anderen Vorlesungen ebenfalls benötigt werden. Durch eine Einführung in die Vektorrechnung wird die Anwendung der mechanischen Schreibweise aller bearbeiteten Themen vorbereitet. folgt die Behandlung der Statik des starren Körpers und der elementaren Probleme der Elastizitätstheorie und Festigkeit, wobei nach den Schwerpunktberechnungen und Schnittlastenberechnungen für den Balken die Balkenverformungen und Spannungen, Biegung, Schub und Torsion, die schiefe Biegung, der Einfluß nachgiebiger Unterlage und die Stabknickung betrachtet sind. für den Bauingenieur besonders wichtigen Ausführungen folgt ein Überblick über die Statik der Systeme starrer Körper mit verschiedenen Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Stabkräfte in bestimmten Fachwerken, die Statik der Seile und Ketten und das Mohr'sche Verfahren zur Bestimmung der Biegelinie eines Trägers. Das folgende vierte Kapitel führt in die Dynamik mit Kinematik und Kinetik ein, geht vom Newton'schen Grundsatz aus und formuliert dann den Schwerpunkts- und Drallsatz. Außer den Bewegungsvorgängen werden auch Relativbewegungen, Kreislagen, Reibungsvorgänge und einfache Schwingungsprobleme, ohne Dämpfung betrachtet. Besonders erwähnt seien hier die Eigenfrequenzermittlung und eine allgemeine Lösung des Problems der erzwungenen gedämpften Schwingungen für beliebige periodische Erregerkräfte mit Hilfe der harmonischen Analyse. Besonders ausführlich sind der Hydromechanik mit den Eulerschen und Bernoullischen Gleichungen und dem Impulssatz sowie Ähnlichkeitsmechanik und den Ähnlichkeitsgesetzen gewidmet.

Durch geschichtliche Bemerkungen wird bei knapper Darstellung das Eindringen in den behandelten Stoff erleichtert. Für die arbeitenden Anfänger sind 47 Übungsaufgaben mit Lösungsgang gestreut. Ein Namen- und Sachverzeichnis am Schluß erleichtert die Benutzung des Buches, dessen Druck und Ausstattung ebenfalls zu begrüßen sind.

Tschann

Eingegangene Bücher

Die Schriftleitung behält sich vor, die nachstehend aufgeführten Neuerscheinungen gelegentlich zu besprechen.

Wiedeke: Kiesfibel. Anleitungen und Richtlinien für die Beurteilung von gerechten Zuschlagstoffen für Schwerbeton mit einfachen Mitteln. 32 S., 6 Darstellungen, 8 Tabellen, 1 Abb. Kart. 2,80 DM.

„Beton- und Stahlbetonbau“, Lizenz Nr. 271, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169. Fernsprecher: 871556. Schriftleitung: Reg.-Baumeister Erich Bornemann, geschäftsführendes Vorstandsmitglied des Deutschen Beton-Vereins, (16) Wiesbaden-Eigenheim, Prinz-Nikolas-Str. 19, und Prov.-Oberbaudipl.-Ing. Hermann (20a) Celle, Fuhrberger Str. 117. Für den Anzeigenteil verantwortlich: Otto Swoboda, Berlin-Wilmersdorf. Anzeigenpreisliste Nr. 2. — Druck: H. Heenemann KG, Berlin-Wilmersdorf. Nachdruck, fotografische Vervielfältigungen, fotomechanische Wiedergabe von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus nur mit Genehmigung des